

**UNIVERSIDADE DO MINHO**

**Departamento de Engenharia Civil**

***AVALIAÇÃO DE SOFTWARE DE DIMENSIONAMENTO EM  
ALVENARIA ESTRUTURAL***

**Orientador Científico**

**Professor Doutor Engenheiro Paulo Barbosa Lourenço**

***Dissertação apresentada à Universidade do Minho,  
para a obtenção de Grau de Mestre  
em Engenharia Civil***

**Ivone Alexandra Lima Maciel**

**Maio 2007**

***Aos meus avós e tio.***

### *Agradecimentos*

Na realização do estudo apresentado na presente tese de mestrado deparei-me com várias dificuldades que foram ultrapassadas devido indubitavelmente a algumas pessoas a quem eu não posso de deixar de expressar o meu reconhecimento:

- Ao Professor Paulo Lourenço pela disponibilidade, orientação e pelos conhecimentos transmitidos em todas as fases;
- Ao Eng.º João Gouveia por todo o interesse, ideias e incentivo prestado;
- Ao Professor Daniel Oliveira e Professora Graça Vasconcelos pela disponibilidade para o esclarecimento de dúvidas que foram surgindo no decorrer do trabalho;
- Às empresas que gentilmente disponibilizaram os programas e às equipas de apoio pela ajuda relativamente ao modo de funcionamento dos mesmos;
- Ao Eng.º Francisco Fernandes pela ajuda prestada no contacto com o representante de um dos programas;
- Ao projecto *SINALES* da Agência de Inovação pelo apoio concedido;
- À minha prima Sara Miranda pelo apoio linguístico na área do inglês para os contactos com os representantes dos programas e em dúvidas que surgiram nessa área;
- Entre vários amigos que me apoiaram só pelo facto de saber que existem, um agradecimento especial à Cátia Fernandes por todo o apoio e pelo tempo dispendido na leitura desta tese. Ao Tito Santos por todos os conselhos e incentivo. Ao Pedro Costa pelo tempo dispendido para a leitura desta tese;
- À minha família pelo facto de tornarem possível esta oportunidade e sobretudo à pessoa mais especial de todas pela sua paciência, apoio e incentivo principalmente nos momentos mais difíceis sem a qual certamente não conseguiria atingir mais este objectivo.

## **RESUMO**

A alvenaria como a técnica de construção mais antiga da história da humanidade tende a ressurgir nos dias de hoje após um período de domínio do aço e betão que levou à estagnação da sua utilização na construção civil. Tem sido levada a cabo uma vasta investigação nesta área de modo a caracterizar este tipo de estrutura, quer em termos mecânicos como funcionais, desenvolvendo-se novos materiais com maiores capacidades e técnicas de construção mais estáveis.

Contribuindo para o conhecimento mais aprofundado do projecto em alvenaria estrutural e como as ferramentas de cálculo automático se tornaram um meio de grande importância para a elaboração de projectos neste âmbito, este trabalho teve como objectivo analisar programas de cálculo automático de estruturas em alvenaria resistente simples. Após uma pesquisa dos programas existentes no mercado para este fim, seleccionaram-se os que eram destinados ao tipo de estrutura em estudo. Estes deveriam permitir a manipulação das características, quer mecânicas quer físicas, de forma a que a modelação em todos os programas para o mesmo edifício fosse o mais aproximada possível.

A análise do modo de dimensionamento efectuado por cada um dos programas seleccionados tendo em conta as suas potencialidades foi realizada através do estudo de exemplos de edifícios com arquitectura simples de modo a que as análises não fossem demasiado complexas. Todos os resultados foram aferidos através de cálculos manuais.

Efectuou-se uma comparação em termos de normas e modos de verificação estrutural, evidenciando as diferenças mais notórias no tratamento de dados entre os programas analisados.

A capacidade estrutural do mesmo edifício foi comparada entre os diferentes programas, aumentando a acção sísmica e mantendo as acções verticais constantes numa fase inicial e não submetendo o edifício à acção sísmica mas aumentando, contudo, as acções verticais numa fase posterior.

Finalmente foram tiradas e apresentadas as conclusões mais importantes sobre toda a análise efectuada com os programas.

## **ABSTRACT**

Masonry as the most ancient construction technique in the history of mankind is trying to emerge nowadays after a period of domain of steel and concrete that has lead to a stagnation of its employment in building construction. A huge experimental research in this area has been carried out with the main goal of featuring this kind of structure mechanically and functionally, leading to the development of new materials with greater potential and more stable building techniques.

Seeking a deeper knowledge of design in structural masonry and since the automatic calculation programs have become essential to these kind of projects, this work has the goal to analyse automatic calculation programs for the design of resistant masonry structures.

After searching for the existing automatic calculation programs in the market used in this area, a selection was made of those that enabled the manipulation of the characteristics (mechanical and physical) in order to have in all of them an approximate modulation of the building as far as possible.

The design method of each program previously chosen concerning its potentialities was analysed through the designing of two simple practical examples to make easier the understanding of some fundamental issues about automatic calculation. Each result was verified with manual calculations.

It has been made a comparison in terms of rules and methods of structural verification, showing the main differences between all programs concerning the address of data.

The structural capacity of the same building was compared with the different programs, raising the seismic action and maintaining the vertical loads and for a non seismic zone raising the vertical actions to which the building could be exposed.

Finally the most important conclusions about the entire study of the programs were drawn.

## ÍNDICE GERAL

<b>RESUMO .....</b>	<b>v</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>vi</b>
 <b>Capítulo 1 – INTRODUÇÃO .....</b>	 <b>1</b>
1.1 Objectivos .....	4
1.2 Organização do trabalho .....	4
 <b>Capítulo 2 – ALVENARIA RESISTENTE E EXEMPLOS TIPO.....</b>	 <b>7</b>
2.1 Introdução .....	8
2.2 Concepção de estruturas em alvenaria resistente .....	9
2.3 Projecto de estruturas em alvenaria resistente .....	10
2.3.1 Norma europeia – Eurocódigo 6 .....	10
2.3.2 Norma italiana – D.M. 20.11.1987 .....	16
2.3.3 Aspectos relativos à norma sísmica europeia – Eurocódigo 8 .....	19
2.3.4 Soluções novas em alvenaria estrutural .....	21
2.3.5 Exemplos recentes de projectos .....	23
2.4 Programas de cálculo automático .....	26
2.5 Exemplos Tipo .....	28
 <b>Capítulo 3 – DESCRIÇÃO DOS PROGRAMAS .....</b>	 <b>33</b>
3.1 “Por 2000” .....	34
3.1.1 Contexto Normativo .....	34
3.1.2 Definição das paredes e lajes .....	35
3.1.3 Definição das propriedades mecânicas .....	38
3.1.4 Definição da acção sísmica .....	38
3.1.5 Fundação e Reforço estrutural .....	41
3.2 “FEDRA” .....	42
3.2.1 Contexto normativo .....	43
3.2.2 Definição das paredes e lajes .....	43
3.2.3 Definição das propriedades mecânicas .....	46

3.2.4	Definição da acção sísmica .....	47
3.2.5	Outros parâmetros de dimensionamento .....	48
3.3	“AEDES – PC.M” .....	49
3.3.1	Contexto normativo .....	50
3.3.2	Definição das paredes e lajes .....	50
3.3.3	Definição das propriedades mecânicas .....	55
3.3.4	Definição das acções estáticas e sísmicas .....	56
3.3.5	Características da fundação e reforço estrutural .....	61
3.4	“AEDES – PC.E” .....	61
3.4.1	Contexto normativo .....	61
3.5.1	Descrição geral .....	61
3.4.2	Definição das paredes .....	64
3.4.3	Definição da acção sísmica .....	65
3.4.4	Definição das acções estáticas .....	67
<b>Capítulo 4 – “Por 2000”</b>	<b>.....</b>	<b>69</b>
4.1	Introdução .....	70
4.2	Distribuição das Acções Verticais .....	70
4.2.1	Acção vertical uniformemente distribuída na laje .....	70
4.2.1	Peso próprio das paredes .....	73
4.2.1.1	Esquema estrutural com aberturas .....	73
4.2.1.2	Esquema estrutural sem aberturas .....	74
4.3	Distribuição das Acções Horizontais .....	75
4.3.1	Acção estática .....	75
4.3.2	Acção sísmica .....	80
4.3.3	Cálculo manual da análise sísmica estática não linear (“Pushover”) .....	85
4.4	Verificações de Segurança .....	91
4.4.1	Verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano .....	91
4.4.2	Verificação estática à compressão vertical .....	97
4.4.3	Verificação estática à flexão composta para acções no plano .....	105
4.4.4	Verificação ao corte devido a acções estáticas .....	107

<b>Capítulo 5 – “FEDRA”</b>	<b>111</b>
5.1 Introdução	112
5.2 Distribuição das Acções Verticais	112
5.2.1 Acção vertical uniformemente distribuída na laje	112
5.2.2 Peso próprio das paredes	114
5.3 Distribuição das Acções Horizontais	116
5.3.1 Acção estática	116
5.3.2 Acção sísmica	116
5.3.2.1 Período natural do edifício	117
5.3.2.2 Forças estáticas equivalentes	118
5.3.2.3 Distribuição das forças estáticas equivalentes pelas paredes	121
5.4 Verificações de Segurança	127
5.4.1 Verificação da segurança às acções verticais	127
5.4.1.1 Acção base sobrecarga sem sismo	128
5.4.1.2 Acção base sismo com sobrecarga	136
5.4.2 Verificação da segurança ao corte	138
<b>Capítulo 6 – “AEDES-PC.M”</b>	<b>141</b>
6.1 Introdução	142
6.2 Distribuição das Acções Verticais	142
6.2.1 Acção vertical uniformemente distribuída na laje	143
6.2.1.1 Laje orientada na direcção X	143
6.2.1.2 Laje orientada na direcção Y	143
6.2.1.3 Laje orientada nas duas direcções	145
6.2.2 Peso próprio das paredes	147
6.3 Distribuição das Acções Horizontais	148
6.3.1 Acção estática	148
6.3.2 Acção sísmica	150
6.4 Verificações de segurança	154
6.4.1 Dimensionamento simplificado segundo D.M. '87 (acções estáticas)	154
6.4.2 Verificação estática à compressão vertical	156
6.4.3 Verificação estática à flexão composta para acções no plano	160



6.4.4	Verificação estática ao corte .....	163
6.4.5	Dimensionamento simplificado segundo D.M. '96 (acções sísmicas) ..	165
6.4.6	Verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano .....	167
6.4.7	Verificação sísmica ao corte .....	170
6.4.8	Verificação sísmica à flexão composta para acções no plano .....	175
6.4.9	Verificação sísmica ao corte segundo a Circular nº 21745: Método Por .....	178
<b>Capítulo 7 – “AEDES-PC.E” .....</b>		<b>187</b>
7.1	Introdução .....	188
7.2	Análise sísmica .....	188
7.2.1	Análise sísmica estática linear .....	191
7.2.1.1	Verificação à flexão composta para acções no plano .....	194
7.2.1.2	Verificação ao corte por deslizamento .....	198
7.2.1.3	Verificação ao corte diagonal .....	200
7.2.1.4	Verificação à flexão composta para acções fora do plano .....	203
7.2.2	Análise sísmica dinâmica modal .....	207
7.2.2.1	Modos de vibração .....	208
7.2.2.2	Verificação à flexão composta para acções no plano .....	208
7.2.2.3	Verificação ao corte por deslizamento .....	209
7.2.2.4	Verificação ao corte por fendilhação diagonal .....	210
7.2.2.5	Verificação à flexão composta para acções fora do plano .....	211
7.2.3	Análise sísmica estática não linear (“Pushover”) .....	212
<b>Capítulo 8 – COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS .....</b>		<b>219</b>
8.1	Comparações dos programas .....	220
8.2	Verificação de segurança para acção sísmica crescente .....	229
8.2.1	“Por 2000” .....	230
8.2.2	“FEDRA” .....	232
8.2.3	“AEDES - PC.M” .....	234
8.2.4	“AEDES - PC.E” .....	239
8.2.4.1	Análise sísmica estática linear .....	239

8.2.4.2	Análise sísmica dinâmica modal .....	241
8.2.4.3	Análise sísmica estática não linear (“Pushover”).....	244
8.3	Verificação de segurança para acção vertical permanente crescente.....	244
8.3.1	“Por 2000” .....	244
8.3.2	“FEDRA” .....	246
8.3.3	“AEDES - PC.M” .....	248
8.3.4	“AEDES - PC.E” .....	250
8.4	Comparações dos resultados da análise do “Edifício B” .....	250
8.4.1	Acção sísmica crescente .....	250
8.4.2	Acção vertical permanente crescente .....	252
<b>Capítulo 9 – CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....</b>		<b>253</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>		<b>259</b>
<b>ANEXOS .....</b>		<b>263</b>
<i>Anexo 1</i> .....		263
<i>Anexo 2</i> .....		267
A2.1	Esquema estrutural 1 .....	267
A2.2	Esquema estrutural 2 .....	268
A2.3	Esquema estrutural 3 .....	269
A2.4	Esquema estrutural 4 .....	270
<i>Anexo 3</i> .....		271
A3.1	Análise estática modal .....	271
A3.2	Método de Rayleigh.....	274
<i>Anexo 4</i> .....		276
A4.1	Verificação estática à compressão .....	276
A4.2	Verificação estática à flexão composta para acções no plano .....	277
A4.3	Verificação estática ao corte.....	278
A4.4	Verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano.....	279
A4.5	Verificação sísmica ao corte.....	280
A4.6	Verificação sísmica à flexão composta para acções no plano .....	282
<i>Anexo 5</i> .....		284

A5.1 Verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano segundo a Circular nº 21745 .....	284
A5.2 Verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo a Circular nº 21745 .....	286
<i>Anexo 6</i> .....	291
<i>Anexo 7</i> .....	293

## ÍNDICE FIGURAS

Figura 1 – Exemplos de estruturas antigas em alvenaria resistente: (a) Taj Mahal; (b) Grande Muralha da China; e (c) Pirâmides de Gizé.....	2
Figura 2 – Exemplos de paredes com unidades de alvenaria [5]: (a) grupo 1; (b) Grupo 2 e Grupo 3 e (c) Grupo 4.....	11
Figura 3 – Exemplos de secções transversais [5] de: (a) Parede simples sem juntas longitudinais; (b) Paredes simples com juntas longitudinais; (c) Paredes com juntas longitudinais descontínuas; (d) Paredes duplas; (f) Parede composta e (g) Parede de face à vista.....	13
Figura 4 – Planos de rotura à flexão da alvenaria: (a) Paralelo às juntas de assentamento e (b) Perpendicular às juntas de assentamento .....	15
Figura 5 – Diagrama de tensões [5] – extensões para alvenaria em compressão (a – diagrama típico; b – diagrama idealizado e c – diagrama de cálculo).....	16
Figura 6 – Resistência à compressão das unidades de alvenaria: (a) na direcção perpendicular à junta horizontal de assentamento e (b) na direcção paralela à junta horizontal de assentamento.....	19
Figura 7 - Desenvolvimento de unidades de alvenaria: (a) Blocos cerâmicos do consórcio “ <i>Termoarcilla</i> ” [12] e (b) Blocos em betão leve da <i>LECA</i> [13] .....	21
Figura 8 - Exemplos de aplicação de armadura de junta <i>Murfor</i> [14] para o controlo da fendilhação: (a) Em aberturas e (b) Em paredes de grandes dimensões submetida a deformações das vigas e/ou lajes.....	22
Figura 9 – Campanha de ensaios em paredes de alvenaria de blocos de betão leve: (a) Ensaios de compressão; (b) Ensaios de flexão e (c) Paredes ensaiadas a acções cíclicas no plano .....	23
Figura 10 – Esquadra da GNR de Ourique [16]: (a) Alçados laterais e frontais e (b) Aspecto da estrutura em execução.....	24
Figura 12 – Esquadra da PSP de Braga [17]: (a) Planta e (b) Exemplos de Blocos <i>SPLIT</i> [18] .....	25
Figura 11 – Aspecto da estrutura da moradia no Algarve em execução [9].....	25

Figura 13 – Estádio Alvalade XXI: Execução de uma junta com armadura do tipo <i>Murfor</i> [16].....	26
Figura 14 – “ <i>Edifício A</i> ”: (a) Planta; (b) Alçados e (c) Perspectiva isométrica .....	30
Figura 15 – “ <i>Edifício B</i> ”: (a) Planta; (b) Alçados e (c) Parede interior.....	31
Figura 16 – Definição da geometria das paredes no “ <i>Por 2000</i> ”: (a) Importação do ficheiro <i>.dxf</i> ; (b) Introdução dos nós extremos das paredes e (c) Características da parede .....	36
Figura 17 – Definição da geometria das paredes no “ <i>Por 2000</i> ”: Definição das aberturas .....	36
Figura 18 – Definição da geometria das lajes no “ <i>Por 2000</i> ”: (a) Características da laje; (b) Definição da tipologia e peso próprio da laje; (c) Tipos de lajes e (d) Lajes com inclinação.....	37
Figura 19 - Definição das propriedades mecânicas da alvenaria.....	38
Figura 20 – Definição dos parâmetros para a análise sísmica no “ <i>Por 2000</i> ” segundo: (a) “ <i>Ordinanza 3274/2003</i> ” [24] e (b) “ <i>D.M.’96</i> ” [25]......	39
Figura 21 – Verificação da estabilidade da fundação no “ <i>Por 2000</i> ” .....	42
Figura 22 – Definição da geometria das paredes no “ <i>FEDRA</i> ”: (a) Janela de definição da planta da estrutura; (b) Parede com geometria trapezoidal, coordenadas para a posição da parede em planta e ângulo em planta da parede com a horizontal; (c) Introdução de portas e (d) Introdução de janelas.....	44
Figura 23 – Definição das lajes no “ <i>FEDRA</i> ” efectuado no comando “ <i>Topology</i> ” .....	45
Figura 24 – Método de Marcus para o dimensionamento de lajes de betão armado.....	45
Figura 25 – Definição das propriedades mecânicas no “ <i>FEDRA</i> ”: (a) Definição do tipo de unidades de alvenaria e (b) Introdução das características físicas e mecânicas da unidades de alvenaria .....	47
Figura 26 – “ <i>AEDES</i> ” ambiente gráfico: (a) “ <i>PC.M</i> ” e (b) “ <i>PC.E</i> ”.....	49
Figura 27 – Definição da estrutura no “ <i>AEDES-PC.M</i> ”: (a) Dados do Projecto e (b) Características de cada piso .....	51
Figura 28 – Definição das paredes no “ <i>AEDES-PC.M</i> ” .....	53
Figura 29 – Definição das lajes “ <i>AEDES-PC.M</i> ”: (a) Introdução das lajes e (b) Tipo de lajes e suas características .....	55
Figura 30 – Definição das propriedades mecânicas no “ <i>AEDES-PC.M</i> ” .....	56

Figura 31 – Introdução dos parâmetros para a análise estática no “ <i>AEDES-PC.M</i> ” .....	57
Figura 32 – Introdução dos parâmetros para a análise sísmica no “ <i>AEDES-PC.M</i> ” .....	58
Figura 33 – Definição dos parâmetros para o dimensionamento estrutural no “ <i>AEDES-PC.M</i> ” .....	60
Figura 34 – Configuração em planta para a verificação das condições impostas pelo Método simplificado para a verificação sísmica [35].....	61
Figura 35 – Mecanismos de rotura de uma parede em alvenaria: (a) Corte por deslizamento; (b) Corte por fendilhação diagonal e (c) Flexão [35] .....	62
Figura 36 – Parâmetros de exportação do modelo da estrutura do programa “ <i>AEDES-PC.M</i> ” para o “ <i>AEDES-PC.E</i> ” .....	63
Figura 37 – Modelação da estrutura em alvenaria resistente em elementos de barra no “ <i>AEDES-PC.E</i> ” .....	64
Figura 38 – Definição das características nos nós extremos das barras no “ <i>AEDES-PC.E</i> ” .....	65
Figura 39 – Definição das combinações elementares de acções e das acções no “ <i>AEDES-PC.E</i> ” .....	68
Figura 40 – Introdução das acções no “ <i>AEDES-PC.E</i> ”: (a) Acção concentrada no nó e (b) Acção uniformemente distribuída na barra.....	68
Figura 41 – “ <i>Edifício A</i> ” gerado no “ <i>Por 2000</i> ”: (a) Planta e (b) Modelo sólido.....	70
Figura 42 – Esquema de distribuição da acção verticais na laje: (a) orientação das linhas na diagonal e (b) orientação das linhas a 45°.....	73
Figura 43 – Deformação de uma parede duplamente encastrada quando submetida a uma acção lateral .....	76
Figura 44 – Alturas efectivas de parede para o cálculo da rigidez segundo “ <i>Por 2000</i> ” .....	77
Figura 45 – Comportamento elástico perfeitamente plástico de uma parede.....	82
Figura 46 – Esquema estático simplificado do “ <i>Edifício A</i> ” nas duas direcções para a análise “ <i>pushover</i> ” através de um cálculo manual .....	85
Figura 47 – “ <i>Edifício A</i> ”: Esquema de distribuição do peso próprio das paredes.....	86
Figura 48 – Esquema estático e respectivos valores do momento máximo fora do plano considerado no “ <i>Por 2000</i> ” .....	94

Figura 49 – Diagrama de tensões normais considerado no “ <i>Por 2000</i> ” para a determinação do momento resistente .....	95
Figura 50 – Excentricidade e esforços devido às acções verticais .....	98
Figura 51 – Excentricidades: (a) Alinhamento das paredes ( $e_{s1}$ ) e (b) Apoio da laje ( $e_{s2}$ ) .....	103
Figura 52 – Esquema relativo aos vários tipos de excentricidades .....	104
Figura 53 – Diagrama de esforços na secção longitudinal da parede devido às acções verticais e horizontais, caso o $N$ fique colocado fora do terço central .....	109
Figura 54 – “ <i>Edifício A</i> ” gerado no “ <i>FEDRA</i> ”: (a) Planta e (b) Alçado de um dos pisos .....	112
Figura 55 – “ <i>Edifício A</i> ”: Malha de elementos finitos gerada no “ <i>FEDRA</i> ” .....	116
Figura 56 – “ <i>Edifício A</i> ”: Distribuição em altura da acção sísmica efectuado no “ <i>FEDRA</i> ” .....	119
Figura 57 – “ <i>Edifício A</i> ”: Esquema da distribuição da componente de translação e de rotação da força estática equivalente actuando segundo $X$ adoptado no cálculo manual .....	126
Figura 58 – “ <i>Edifício A</i> ”, Nível 2: Esquema simplificado de cálculo do momento no topo da parede X01 adoptado pelo “ <i>FEDRA</i> ” .....	132
Figura 59 – “ <i>Edifício A</i> ”: Modelo sólido gerado no “ <i>AEDES-PC.M</i> ” .....	142
Figura 60 – D.M.’96 [35]: (a) Espectros de resposta e (b) Coeficiente de resposta.....	152
Figura 61 – “ <i>Edifício A</i> ”: Acções sísmicas obtidas no “ <i>AEDES-PC.M</i> ” .....	154
Figura 62 – “ <i>Edifício A</i> ”: Esquema estático para a determinação da excentricidade estrutural .....	159
Figura 63 – Diagrama força <i>versus</i> deslocamento pelo Método <i>Por</i> .....	179
Figura 64 – “ <i>Edifício A</i> ”, Modelo constituído por barras gerado no “ <i>AEDES-PC.E</i> ”: (a) Alçado principal e (b) Modelo tridimensional .....	188
Figura 65 – Tabela de acções no “ <i>AEDES-PC.E</i> ” por exportação das acções na laje do “ <i>AEDES-PC.M</i> ”: (a) Cargas concentradas nos nós para as barras verticais e (b) Carga uniformemente distribuída para as barras horizontais .....	189
Figura 66 – Tabela de acções no “ <i>AEDES-PC.E</i> ” por introdução do peso próprio das barras .....	189

Figura 67 – “Edifício A” modelo gerado no “AEDES-PC.E”: (a) Enumeração das barras; (b) Representação das cargas devido ao peso próprio da laje e (c) Representação das cargas devido ao peso próprio da alvenaria.....	190
Figura 68 – Convenção de sinais [36]: (a) Sistema de eixos locais; (b) Carregamentos segundo os eixos locais e (c) Deslocamentos, rotações e esforços segundo os eixos locais.....	194
Figura 69 – “Edifício A”, Coeficientes de segurança à verificação à flexão composta para acções no plano da análise sísmica estática linear: (a) E.L.U. e (b) E.L.D. ....	197
Figura 70 – “Edifício A”, Coeficientes de segurança à verificação ao corte por deslizamento da análise sísmica estática linear: (a) E.L.U. e (b) E.L.D.....	200
Figura 71 – “Edifício A”, Coeficientes de segurança ao corte diagonal da análise sísmica estática linear: (a) E.L.U. e (b) E.L.D.....	203
Figura 72 – “Edifício A”, Coeficientes de segurança à flexão composta para acções fora do plano da análise sísmica estática linear E.L.U. e E.L.D. ....	206
Figura 73 – “Edifício A”, Modos de vibração resultantes da análise sísmica dinâmica modal: (a) $T_1 = 0.062$ s; (b) $T_2 = 0.048$ s e (c) $T_3 = 0.035$ s .....	208
Figura 74 – “Edifício A”, Coeficientes de segurança à flexão composta para acções no plano da análise sísmica dinâmica modal: (a) E.L.U. e (b) E.L.D. ....	209
Figura 75 – “Edifício A”, Coeficientes de segurança ao corte por deslizamento da análise sísmica dinâmica modal: (a) E.L.U. e (b) E.L.D.....	210
Figura 76 – “Edifício A”, Coeficientes de segurança ao corte diagonal da análise sísmica dinâmica modal: (a) E.L.U. e (b) E.L.D. ....	211
Figura 77 – “Edifício A”, Coeficientes de segurança à flexão composta por acções ortogonais da análise sísmica dinâmica modal E.L.U. e E.L.D. ....	212
Figura 78 – “Edifício B”, “Por 2000”, verificação de segurança à flexão composta para acções fora do plano sísmicas variáveis .....	231
Figura 79 – “Edifício B”, “FEDRA”, verificação de segurança para a acção sísmica variável .....	233
Figura 80 – “Edifício B”, “AEDES-PC.M”, verificação de segurança, segundo o D.M.’87, para a acção sísmica variável.....	236
Figura 81 – “Edifício B”, “AEDES-PC.E”, acção sísmica variável, verificações de segurança da análise sísmica estática linear .....	240



Figura 82 – “Edifício B”, “AEDES-PC.E”, acção sísmica variável, verificações de segurança da análise sísmica dinâmica modal.....	242
Figura 84 – “Edifício B”, “Por 2000”, verificação de segurança para acções verticais variáveis.....	245
Figura 85 – “Edifício B”, “FEDRA”, verificação de segurança para acções verticais variáveis.....	247
Figura 86 – “Edifício B”, “FEDRA”: Verificação de segurança para $g_k = 104 \text{ kN/m}^2$ .	248
Figura 87 – “Edifício B”, “AEDES - PC.M”, verificação de segurança para acções verticais variáveis .....	249
Figura 88 – “Edifício B”, “AEDES - PC.M”: Verificação de segurança para $g_k = 100 \text{ kN/m}^2$ .....	250
Figura 89 – Definição das características das barras no “PC.E” .....	265
Figura 89 (cont.) – Definição das características das barras no “PC.E” .....	266
Figura 90 – Esquema adoptado na análise modal do “Edifício A”: (a) Direcção X e (b) Direcção Y .....	271
Figura 91 – Reacções por imposição de deslocamentos unitários segundo os graus de liberdade .....	272
Figura 92 – “Edifício B”, “AEDES-PC.M”, verificação de segurança à flexão composta, segundo Circular nº21745, para a acção sísmica variável.....	294

## ÍNDICE TABELAS

Tabela 1 – Requisitos para a classificação de unidades de alvenaria segundo o EC6 [5]	12
Tabela 2 – Requisitos para a classificação de unidades de alvenaria segundo o D.M.'87 [11]	17
Tabela 3 – Resistência característica à compressão da alvenaria ( $f_k$ ) com unidades cerâmicas ou de betão maciças ou semi-maciças segundo o D.M.'87 [11]	17
Tabela 4 – Tipos de argamassa em função da sua composição segundo o D.M.'87 [11]	18
Tabela 5 – Tipos de argamassa em função da sua resistência média à compressão segundo o D.M.'87	18
Tabela 6 – Requisitos geométricos recomendados para paredes resistentes em alvenaria simples segundo o NA do EC8	20
Tabela 7 – Programas de dimensionamento de alvenaria estrutural	28
Tabela 8 – Classes de importância de edifícios convencionadas e respectivos factores recomendados na “ <i>Ordinanza 3274/2003</i> ” [24]	40
Tabela 9 – Nível de conhecimento do edifício e respectivos factores de confiança segundo a “ <i>Ordinanza 3274/2003</i> ” [24]	41
Tabela 10 – Classes de importância de edifícios convencionadas e respectivos factores de importância de acordo com o EC8 [6]	48
Tabela 11 – “ <i>Edificio A</i> ”: Esforço normal em cada parede devido à acção vertical na laje obtido no “ <i>Por 2000</i> ”	71
Tabela 12 – “ <i>Edificio A</i> ”, lajes armadas nas duas direcções: Esforço normal em cada parede obtido no “ <i>Por 2000</i> ”	72
Tabela 13 – “ <i>Edificio A</i> ”: Esforço normal em cada parede devido ao peso próprio da alvenaria obtido no “ <i>Por 2000</i> ”	74
Tabela 14 – “ <i>Edificio A</i> ”, sem aberturas: Esforço normal em cada parede devido ao peso próprio da alvenaria obtido no “ <i>Por 2000</i> ”	75
Tabela 15 – “ <i>Edificio A</i> ”: Esforço de corte em cada parede obtido no “ <i>Por 2000</i> ”	75
Tabela 16 – “ <i>Edificio A</i> ”: Rigidez de cada parede obtida no cálculo manual ( $E = 5.00 \text{ GPa}$ )	77

Tabela 17 – “Edifício A”: Rigidez de cada parede obtida no “ <i>Por 2000</i> ” ( $E = 4.90 \text{ GPa}$ ) .....	78
Tabela 18 – “Edifício A”: Forças horizontais em cada parede devido à componente de translação da acção do vento obtidas pelo cálculo manual .....	79
Tabela 19 – “Edifício A”: Forças horizontais totais (componente de translação e de rotação da acção do vento) em cada parede obtidas pelo cálculo manual.....	80
Tabela 20 – Resultados da análise “ <i>pushover</i> ” na verificação aos E.L.U. para uma distribuição linear das forças estáticas equivalentes obtidos no “ <i>Por 2000</i> ” .....	83
Tabela 21 – Resultados da análise “ <i>pushover</i> ” na verificação aos E.L.U. para uma distribuição proporcional à massa das forças estáticas equivalentes obtidos no “ <i>Por 2000</i> ” .....	84
Tabela 22 – “Edifício A”: Forças de corte basal elásticas obtidas pelo cálculo manual.	89
Tabela 23 – “Edifício A”: Deslocamentos elásticos obtidos pelo cálculo manual para o sistema bi-linear equivalente .....	90
Tabela 24 – “Edifício A”, Nível 2: Esforço normal ( $N_{sd}$ ), momento flector fora do plano máximo ( $M_{sd}$ ) e momento flector resistente ( $M_{Rd}$ ) obtidos no “ <i>Por 2000</i> ” .....	95
Tabela 25 – “Edifício A”, Nível 1: Esforço normal ( $N_{sd}$ ), momento flector fora do plano máximo ( $M_{sd}$ ), momento flector resistente ( $M_{Rd}$ ) e factor de segurança (FS) obtidos no “ <i>Por 2000</i> ”.....	97
Tabela 26 – Valores do coeficiente de redução da resistência segundo o D.M.’87 [11]	99
Tabela 27 – Valores do coeficiente de ligação lateral segundo a D.M.’87 [11] .....	100
Tabela 28 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação estática à compressão vertical obtidos no “ <i>Por 2000</i> ” .....	100
Tabela 29 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação estática à compressão vertical obtidos no “ <i>Por 2000</i> ” .....	101
Tabela 30 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação estática à flexão composta para acções fora do plano obtidos no “ <i>POR2000</i> ” .....	106
Tabela 31 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação estática à flexão composta para acções fora do plano no obtidos no “ <i>Por 2000</i> ” .....	106
Tabela 32 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação estática ao corte obtidos no “ <i>Por 2000</i> ” .....	109

Tabela 33 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação estática ao corte obtidos no “Por 2000” .....	110
Tabela 34 – “Edifício A”: Esforço normal em cada parede devido às acções verticais da laje obtido no “FEDRA” .....	113
Tabela 35 – “Edifício A”: Distribuição da acção vertical da laje nas duas direcções principais efectuada no “FEDRA” .....	114
Tabela 36 – “Edifício A”: Esforço normal em cada parede devido às acções verticais da laje e ao peso próprio da alvenaria obtido no “FEDRA” .....	115
Tabela 37 – “Edifício A”: Esforço normal em cada parede devido ao peso próprio da alvenaria obtido no “FEDRA” .....	115
Tabela 38 – “Edifício A”: Período fundamental do edifício segundo o EC8 em cada direcção determinado pelo cálculo manual .....	118
Tabela 39 – “Edifício A”: Forças sísmicas equivalentes obtidas no “FEDRA” .....	120
Tabela 40 – “Edifício A”: Rigidez de cada parede obtida no “FEDRA” .....	121
Tabela 41 – “Edifício A”: Rigidez, coordenadas do centro de rigidez e inércia polar obtidos no “FEDRA” .....	122
Tabela 42 – “Edifício A”: Determinação das coordenadas do centro de massa efectuada no “FEDRA” .....	123
Tabela 43 – “Edifício A”: Excentricidades e momentos torsores resultantes da acção sísmica obtidos no “FEDRA” .....	123
Tabela 44 – “Edifício A”, Nível 2: Distribuição da força estática equivalente efectuada no “FEDRA” .....	124
Tabela 45 – “Edifício A”, Nível 1: Distribuição da força estática equivalente efectuada no “FEDRA” .....	124
Tabela 46 – “Edifício A”: Forças horizontais aplicadas nas paredes devido à acção sísmica obtidas no “FEDRA” .....	125
Tabela 47 – “Edifício A”: Forças horizontais aplicadas nas paredes devido à acção sísmica obtidas pelo cálculo manual .....	125
Tabela 48 – “Edifício A”: Forças de corte basal obtidas no “FEDRA” e por métodos de análise estática linear: Método da Sobreposição Modal (M.S.M.) e Método de Rayleigh .....	127

Tabela 49 – “Edifício A”, Nível 2, combinação base sobrecarga: Resultados da verificação às acções verticais obtidos no “FEDRA” .....	128
Tabela 50 – “Edifício A”, Nível 1, combinação base sobrecarga: Resultados da verificação às acções verticais obtidos no “FEDRA” .....	136
Tabela 51 – “Edifício A”, Nível 2, combinação base sismo: Resultados da verificação às acções verticais obtidos no “FEDRA” .....	137
Tabela 52 – “Edifício A”, Nível 1, combinação base sismo: Resultados da verificação às acções verticais obtidos no “FEDRA” .....	137
Tabela 53 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação ao corte obtidos no “FEDRA” .....	138
Tabela 54 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação ao corte obtidos no “FEDRA” .....	138
Tabela 55 – “Edifício A”, lajes armadas na direcção X: Esforço normal em cada parede devido à acção vertical na laje obtido no “AEDES-PC.M” .....	143
Tabela 56 – “Edifício A”, lajes bidireccionais: Esforço normal em cada parede devido à acção vertical na laje obtido no “AEDES-PC.M” .....	144
Tabela 57 – “Edifício A”, “solai a lastra”: Esforço normal em cada parede devido à acção vertical na laje obtido no “AEDES-PC.M” .....	145
Tabela 58 – “Edifício A”: Esforço normal em cada parede devido ao peso próprio obtido no “AEDES-PC.M” .....	147
Tabela 59 – “Edifício A”: Esforço normal total em cada parede devido ao peso próprio da parede obtido no “AEDES-PC.M” .....	148
Tabela 60 – “Edifício A”: Valores da acção do vento normal uniformemente distribuída e do momento flector máximo obtidos no “AEDES-PC.M” .....	149
Tabela 61 – “Edifício A”: Valores do esforço transversal e do momento flector devido à acção do vento paralelo obtidos no “AEDES-PC.M” .....	150
Tabela 62 – “Edifício A”: Determinação e distribuição por piso da acção sísmica de acordo com o D.M. '96 no “AEDES-PC.M” .....	153
Tabela 63 – “Edifício A”: Resultados do dimensionamento simplificado segundo D.M. '87 efectuado no “AEDES-PC.M” .....	156
Tabela 64 – “Edifício A”: Verificações para o dimensionamento simplificado às acções estáticas.....	156

Tabela 65 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação estática à compressão obtidos no “AEDES-PC.M” .....	158
Tabela 66 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação estática à flexão composta para acções no plano obtidos no “AEDES-PC.M” .....	161
Tabela 67 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação estática ao corte obtidos no “AEDES-PC.M” .....	163
Tabela 68 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação estática ao corte obtidos no “AEDES-PC.M” (cont.) .....	164
Tabela 69 – Percentagem mínima da área das paredes resistentes a verificar no dimensionamento simplificado à análise sísmica segundo o D.M. '96 [25] .....	166
Tabela 70 – “Edifício A”: Resultados do dimensionamento simplificado segundo D.M. '96 efectuado no “AEDES-PC.M” .....	167
Tabela 71 – “Edifício A”: Verificações para o dimensionamento simplificado à acção sísmica .....	167
Tabela 72 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano obtidos no “AEDES-PC.M” .....	168
Tabela 73 – “Edifício A”: Forças sísmicas e rigidez global de cada nível obtidos no “AEDES-PC.M” .....	170
Tabela 74 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação ao corte por efeito da acção sísmica segundo X obtidos no “AEDES-PC.M” .....	172
Tabela 75 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação ao corte por efeito da acção sísmica segundo Y obtidos no “AEDES-PC.M” .....	173
Tabela 76 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo a direcção X obtidos no “AEDES-PC.M” .....	176
Tabela 77 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo a direcção Y obtidos no “AEDES-PC.M” .....	176
Tabela 78 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo a direcção Y obtidos no “AEDES-PC.M” (cont.) .....	177
Tabela 79 – “Edifício A”: Parâmetros característicos dos pisos para a análise sísmica pelo Método <i>Por</i> .....	180
Tabela 80 – “Edifício A”, Nível 2, comb.I: Valores iniciais para a análise sísmica pelo Método <i>Por</i> .....	182

Tabela 81 – “Edifício A”, Nível 2, comb.II: Valores iniciais para a análise sísmica pelo Método <i>Por</i> .....	182
Tabela 82 – “Edifício A”, Nível 1, comb.I: Valores iniciais para a análise sísmica pelo Método <i>Por</i> .....	182
Tabela 83 – “Edifício A”, Nível 1, comb.II: Valores iniciais para a análise sísmica pelo Método <i>Por</i> .....	183
Tabela 84 – “Edifício A”: Força, rigidez, deslocamento e factor de segurança para o estado limite elástico obtidos na análise sísmica pelo Método <i>Por</i> no “AEDES-PC.M” .....	185
Tabela 85 – “Edifício A”: Esforços estáticos e finais da análise sísmica estática linear para a Barra 1 e nó 1 obtidos no “AEDES-PC.E” .....	193
Tabela 86 – “Edifício A”: Forças sísmicas equivalentes obtidas no “AEDES-PC.E” ..	194
Tabela 87 – “Edifício A”: Resultados da verificação à flexão composta para acções no plano para as paredes X01 e Y02 da análise sísmica estática linear obtidos no “AEDES-PC.E” .....	195
Tabela 88 – “Edifício A”: Resultados da verificação ao corte por deslizamento da análise sísmica estática linear obtidos no “AEDES-PC.E” para as paredes X01 e Y02	198
Tabela 89 – “Edifício A”: Resultados da verificação ao corte diagonal para as paredes X01 e Y02 da análise sísmica estática linear obtidos no “AEDES-PC.E” .....	202
Tabela 90 – “Edifício A”: Resultados da verificação à flexão composta para acções fora do plano da análise sísmica estática linear obtidos no “AEDES-PC.E” .....	204
Tabela 91 – Requisitos geométricos das paredes resistentes ao sismo.....	205
Tabela 92 – “Edifício B”, “ <i>Por 2000</i> ”: Acelerações sísmicas consideradas nas verificações de segurança .....	231
Tabela 93 – “Edifício B”, “ <i>FEDRA</i> ”: Acelerações sísmicas consideradas nas verificações de segurança .....	233
Tabela 94 – “Edifício B”, “AEDES-PC.M”: Acelerações sísmicas consideradas nas verificações de segurança segundo o D.M.’87 .....	237
Tabela 95 – “Edifício B”, “AEDES-PC.M”: Factores de segurança da análise sísmica pelo Método <i>Por</i> .....	238
Tabela 96 – “Edifício B”, “AEDES-PC.E”: Acelerações sísmicas consideradas na análise sísmica estática linear .....	241

Tabela 97 – “Edifício B”, “AEDES-PC.E”: Acelerações sísmicas consideradas na análise sísmica dinâmica modal .....	243
Tabela 98 – “Edifício A”, lajes armadas na direcção X: Esforço normal em cada parede obtido no “Por 2000” .....	267
Tabela 99 – “Edifício A”, lajes armadas na direcção Y: Esforço normal em cada parede obtido no “Por 2000” .....	268
Tabela 100 – “Edifício A”, lajes armadas na direcção Y e sem aberturas: Esforço normal em cada parede obtido no “Por 2000” .....	269
Tabela 101 – “Edifício A”, lajes armadas na direcção X e sem aberturas: Esforço normal em cada parede obtido no “Por 2000” .....	270
Tabela 102 – Determinação das forças modais devido à acção sísmica ( $a_g = 0.08g$ ) em cada piso pelo Método da Sobreposição Modal .....	274
Tabela 103 – Determinação das forças devido à acção sísmica ( $a_g = 0.08g$ ) em cada piso pelo Método de Rayleigh.....	275
Tabela 104 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação estática à compressão obtidos no “AEDES-PC.M” .....	276
Tabela 105 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação estática à flexão composta para acções no plano obtidos no “AEDES-PC.M” .....	277
Tabela 106 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação estática ao corte obtidos no “AEDES-PC.M” .....	278
Tabela 107 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano obtidos no “AEDES-PC.M” .....	279
Tabela 108 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação ao corte por efeito da acção sísmica segundo X obtidos no “AEDES-PC.M” .....	280
Tabela 109 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação ao corte por efeito da acção sísmica segundo Y obtidos no “AEDES-PC.M” .....	281
Tabela 110 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo X obtidos no “AEDES-PC.M” .....	282
Tabela 111 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo Y obtidos no “AEDES-PC.M” .....	283
Tabela 112 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano obtidos no “AEDES-PC.M” .....	285



Tabela 113 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano obtidos no “AEDES-PC.M” .....	286
Tabela 114 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo a direcção X obtidos no “AEDES-PC.M” .....	287
Tabela 115 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo X obtidos no “AEDES-PC.M” .....	288
Tabela 116 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo a direcção Y obtidos no “AEDES-PC.M” .....	289
Tabela 117 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo X obtidos no “AEDES-PC.M” .....	290
Tabela 118 – “Edifício B”, “AEDES-PC.M”: Acelerações sísmicas consideradas na verificação de segurança à flexão composta, segundo a Circular nº 21745 .....	295

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Curva da análise “pushover” de verificação aos E.L.U. (direcção 0°) para uma distribuição linear das forças estáticas equivalentes obtida no “Por 2000” .....	84
Gráfico 2 – Curva da análise “pushover” de verificação aos E.L.U. (direcção 0°) para uma distribuição proporcional à massa das forças estáticas equivalentes obtida no “Por 2000” .....	85
Gráfico 3 – Curva da análise “pushover” (dir. X) para uma distribuição das forças estáticas equivalentes linear.....	90
Gráfico 4 – Curva da análise “pushover” (dir. X) para uma distribuição das forças estáticas equivalentes proporcional à massa.....	90
Gráfico 5 – Curva da análise “pushover” (dir. Y) para uma distribuição das forças estáticas equivalentes linear.....	91
Gráfico 6 – Curva da análise “pushover” (dir. Y) para uma distribuição das forças estáticas equivalentes proporcional à massa.....	91
Gráfico 7 – Nível 2, comb. I: Curva força vs deslocamento na direcção X obtida no “AEDES-PC.M” .....	184
Gráfico 8 – Nível 2, comb. I: Curva força vs deslocamento na direcção Y obtida no “AEDES-PC.M” .....	184
Gráfico 9 – Curva da análise “pushover” de verificação aos E.L.U. e E.L.D. (direcção 0°) para uma distribuição das forças estáticas equivalentes proporcional à massa obtida no “AEDES-PC.E” .....	213
Gráfico 10 – Curva da análise “pushover” de verificação aos E.L.U. e E.L.D. (direcção 90°) para uma distribuição das forças estáticas equivalentes proporcional à massa obtida no “AEDES-PC.E” .....	216
Gráfico 11 – Comparação entre a aceleração máxima suportada pelo “Edifício B” pela análise sísmica estática linear .....	251
Gráfico 12 – Comparação entre a aceleração máxima suportada pelo “Edifício B” pela análise sísmica estática não linear .....	251
Gráfico 13 – Comparação entre a aceleração máxima suportada pelo “Edifício B” pela análise sísmica estática linear e pela análise dinâmica modal no “AEDES-PC.E” .....	252

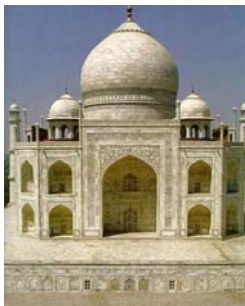
Gráfico 14 – Acção permanente vertical máxima suportada pelo “ <i>Edifício B</i> ”, de modo a que todas as paredes resistentes cumpram os requisitos de segurança, no dimensionamento pelos diferentes programas.....	252
Gráfico 15 – Nível 2, comb. II: Curva força vs deslocamento na direcção X obtida no “ <i>AEDES-PC.M</i> ”.....	291
Gráfico 16 – Nível 2, comb. II: Curva força vs deslocamento na direcção Y obtida no “ <i>AEDES-PC.M</i> ”.....	291
Gráfico 17 – Nível 1, comb. I: Curva força vs deslocamento na direcção X obtida no “ <i>AEDES-PC.M</i> ”.....	291
Gráfico 18 – Nível 1, comb. I: Curva força vs deslocamento na direcção Y obtida no “ <i>AEDES-PC.M</i> ”.....	291
Gráfico 19 – Nível 1, comb. II: Curva força vs deslocamento na direcção X obtida no “ <i>AEDES-PC.M</i> ”.....	292
Gráfico 20 – Nível 1, comb. II: Curva força vs deslocamento na direcção Y obtida no “ <i>AEDES-PC.M</i> ”.....	292

***Capítulo 1 – INTRODUÇÃO***

# 1 INTRODUÇÃO

A alvenaria é o material de construção mais importante na história da humanidade, para além da madeira. Desde o passado até ao presente, existem exemplos espectaculares de construção em alvenaria que seria bastante difícil e extremamente dispendiosos de construir nos dias de hoje, mesmo com o avanço na competência técnica para o seu dimensionamento, maquinaria e materiais modernos [1].

A alvenaria foi usada durante milhares de anos, em variadas formas, como material básico para edifícios residenciais e públicos [2]. Alguns dos grandes exemplos destas construções são: o mausoléu “*Taj Mahal*”, sumptuoso monumento construído em mármore branco entre 1630 e 1652, situado numa pequena cidade na Índia, Agra (Figura 1(a)); a Muralha da China, iniciada por volta de 220 a.C., com uma extensão aproximada de 6700 quilómetros (Figura 1(b)), e as Pirâmides do Egipto sendo as mais conhecidas as Pirâmides de Gizé (Figura 1(c)).



(a)



(b)



(c)

**Figura 1 – Exemplos de estruturas antigas em alvenaria resistente: (a) Taj Mahal; (b) Grande Muralha da China; e (c) Pirâmides de Gizé**

Os edifícios antigos construídos em alvenaria, que sobreviveram até aos dias de hoje, são prova irredutível que este tipo de estruturas apresentam um bom desempenho estrutural face às acções a que poderá estar submetida ao longo da sua vida (peso próprio, vento, sismos, etc.). Portanto o seu comportamento estrutural depende da regularidade da forma e da construção da estrutura, garantindo a sua resistência à acção sísmica; e da utilização de materiais de construção adequados para fornecer a resistência necessária para resistir a esta força da natureza [3]. São estas, então, as regras básicas para a construção de estruturas resistentes em alvenaria.

Com o desenvolvimento industrial, o aparecimento do aço e da aplicação do betão armado em grande escala, a alvenaria foi deixando de ser o principal material de construção, substituída então, pela versatilidade, esbeltez, possibilidade de maiores vãos e liberdade arquitectónica proporcionada pelo aço e pelo betão.

A alvenaria estrutural ressurgiu nos anos 50, particularmente na Europa, com novos materiais mais resistentes e com melhores características de isolamento, reduzindo o custo final da obra. Na Europa adoptou-se o sistema de alvenaria não armada enquanto nos Estados Unidos o sistema utilizado foi o de alvenaria armada devido à sismicidade da zona.

Referem-se como exemplos, desta época, 3 torres de 13 pisos em Basel na Suíça em 1951, com paredes exteriores de 38 *cm* e interiores de 15 *cm* (os tijolos apresentavam uma resistência à compressão de 30 *MPa*); uma torre, também na Suíça, com 18 pisos em Zurique, com paredes de espessura não superior a 38 *cm*.

Portanto, foram construídos nesta época vários edifícios até 18 andares com paredes de 15 *cm* em toda a Europa, sempre com a alvenaria não armada. Até aos dias de hoje os edifícios de alvenaria variam de 12 a 22 pisos, dependendo o limite máximo de pisos do tipo de material utilizado.

O sucesso destas estruturas em muitos países está ligado à investigação neste domínio, que permitiu o desenvolvimento de métodos de cálculos similares aos das estruturas de betão e metálicas [4].

A situação portuguesa é bem diferente das dos países europeus. Embora a utilização de alvenaria estrutural tenha tido expressão dominante no passado, actualmente a sua aplicação como solução construtiva é pouco relevante. As aplicações de alvenaria estrutural singem-se a edifícios de pequeno porte e praticamente sem dimensionamento. Contudo com o aparecimento de novas técnicas construtivas, alvenaria armada e/ou confinada, e de regulamentos que permitam o seu dimensionamento, o quadro actual de construção pode ser alterado.

A experiência tem demonstrado que a utilização de alvenaria estrutural pode trazer as seguintes vantagens técnicas e económicas:

- Simplificação do processo construtivo;
- Menor diversidade dos materiais utilizados;
- Redução da mão-de-obra;

- Menores desperdícios;
- Maior rapidez de execução,
- Elevada flexibilidade de divisão de espaços.

Contrariamente às vantagens da utilização da alvenaria estrutural, têm-se como principal inconveniente, a limitação do projecto arquitectónico pela concepção estrutural, o que não permite a liberdade de formas que existe nas estruturas de betão armado. Outra desvantagem que se prende com a utilização de alvenaria estrutural é a impossibilidade da adaptação da arquitectura para um novo uso.

### ***1.1 Objectivos***

O objectivo principal deste trabalho é o conhecimento sobre a utilização de metodologias de dimensionamento de alguns programas de cálculo automático existentes no mercado, para estruturas em alvenaria resistente não armada, permitindo deste modo avaliar a viabilidade da sua aplicação a estruturas reais.

A necessidade de avaliar as ferramentas de cálculo automático de estruturas surge para que a sua utilização por parte de projectistas não passe meramente por uma introdução de dados do problema e aceitação total dos resultados fornecidos, sem o mínimo de conhecimento do algoritmo de cálculo que está por detrás dos programas. Pois só entendendo o método se consegue ter sensibilidade para compreender os resultados e avaliar alguma situação que possa estar totalmente errónea.

A avaliação de diferentes metodologias de dimensionamento de edifícios em alvenaria resistente contribui para um conhecimento mais aprofundado do comportamento deste tipo de estruturas e verificação do método que apresenta maior fiabilidade.

### ***1.2 Organização do trabalho***

Além do capítulo introdutório, onde se pretende enquadrar o tema da tese e apresentar o seu objectivo e motivação, a presente tese é composta pelos seguintes capítulos:

- Capítulo 2 – com referência à alvenaria no âmbito da sua aplicação estrutural, desde a concepção ao projecto, apresentando as inovações nesta área (materiais e técnicas construtivas para melhor desempenho da estrutura), o enquadramento da necessidade de avaliação de software de cálculo automático no contexto do projecto actual de Engenharia de estruturas, a pesquisa efectuada dos programas de cálculo automático existentes no mercado e a selecção de alguns deles para o estudo do seu modo de dimensionamento e dos resultados obtidos, assim como a descrição dos edifícios tipo definidos com a finalidade de realizar o seu dimensionamento pelos programas seleccionados;
- Capítulo 3 – com a apresentação e descrição dos programas utilizados, onde se indicam as normas segundo os quais se baseiam para o dimensionamento das estruturas em alvenaria resistente não armada e se sintetiza o processo de modelação do edifício: paredes, lajes, propriedades mecânicas, acções e outras potencialidades do programa que sejam relevantes;
- Capítulo 4 – onde é analisado o dimensionamento efectuado pelo programa “*Por 2000*” do primeiro edifício estudado a que designou por “*Edifício A*”. Analisando-se o modo de distribuição das acções verticais e horizontais e as verificações efectuadas pelo programa para a análise da estabilidade estrutural. É apresentada, também, a análise “*pushover*” realizada através de um cálculo manual;
- Capítulo 5 – onde o “*Edifício A*” é dimensionado pelo programa “*FEDRA*”, verificando-se o modo de distribuição de acções e se analisa as verificações de segurança efectuadas;
- Capítulo 6 – com o mesmo procedimento de análise sobre o dimensionamento do “*Edifício A*” no programa “*AEDES*” versão “*PC.M*”;
- Capítulo 7 – o dimensionamento do “*Edifício A*” é analisado, apenas à acção sísmica, no programa “*AEDES*” versão “*PC.E*”;
- Capítulo 8 – onde se efectua a comparação entre os métodos de dimensionamento adoptados pelos diferentes programas e se analisa o dimensionamento do segundo edifício tipo, o que se designou por “*Edifício B*”, apresentando os resultados obtidos de forma esquemática para facilitar a compreensão e as diferenças obtidas;



- Capítulo 9 – contém as conclusões mais importantes retiradas ao longo da elaboração da tese;
- A listagem das referências utilizadas no decorrer do estudo;
- Anexos – onde são apresentados informações extra referentes à descrição dos programas, resultados das análises efectuadas nos programas, análises estáticas lineares através de um cálculo manual e dimensionamentos suplementares efectuados ao “*Edifício B*”.

***Capítulo 2 – ALVENARIA RESISTENTE  
E EXEMPLOS TIPO***

## **2 ALVENARIA RESISTENTE E EXEMPLOS TIPO**

### **2.1 Introdução**

A utilização da alvenaria como elemento estrutural em edifícios ficou estagnada aquando do aparecimento de novos materiais estruturais, com maiores potencialidades em termos de resistência (aço e betão armado). A falta de regulamentos de dimensionamento e prescrições para alvenaria, constituiu até recentemente a principal razão do abandono da utilização estrutural deste material. Contudo com a criação, a nível europeu, do Regulamento para projecto de estruturas de alvenaria – Eurocódigo 6 [5], e do Regulamento para o projecto de estruturas sismo-resistentes – Eurocódigo 8 [6], introduziram-se conceitos claros para a verificação dos estados limites, pela primeira vez, para estruturas de alvenaria. A existência da nova regulamentação e o aparecimento de novos produtos permitem afirmar que as estruturas modernas de médio porte, bem como a reabilitação de estruturas existentes, podem utilizar alvenaria estrutural de forma competitiva.

Vários estudos nesta área têm também contribuído para um melhor conhecimento do comportamento da alvenaria e das suas potencialidades, com finalidade de contrariar a tendência generalizada para considerar a alvenaria estrutural como um método construtivo pouco viável, essencialmente quando integrado em zonas sísmicas.

As suas potencialidades não se prendem apenas com aspectos estruturais mas também a nível ambiental, económico e funcional.

Numa altura em que o conceito de desenvolvimento sustentável emerge como atitude crucial para a vivência humana de gerações vindouras, é estritamente necessário atender ao impacto do tipo de construção no meio ambiente. Efectivamente, a tendência para a construção sustentável e eco-eficiente causa um interesse renovado na alvenaria. A energia requerida para a produção de 1 kg de tijolos é cerca de 33% da energia necessária para a produção da mesma quantidade de cimento e de aproximadamente 7% da energia consumida na produção de 1 kg aço [7]. Para além do facto que os resíduos

da demolição de estruturas em alvenaria apresentam grandes potencialidades de reciclagem.

A nível económico, estudos realizados permitem afirmar que a construção de edifícios de pequeno porte, em alvenaria resistente é economicamente viável face à convencional solução em estrutura reticulada em betão armado [8], sendo referidas reduções de custos entre 10% a 25% por alguns estudos.

Uma construção pensada, planificada e economicamente avaliada permite reduzir tempos de execução na fase de construção, aplicar novos materiais de funções mais apropriadas e aproveitar de forma mais eficaz os diversos elementos de construção para o desempenho estrutural [9].

## ***2.2 Concepção de estruturas em alvenaria resistente***

A opção pela utilização de alvenaria resistente numa estrutura deve ser tomada logo no início do projecto. Efectivamente, se desde do início da concepção de um projecto, se respeitarem as limitações impostas por qualquer técnica construtiva ou solução estrutural pode-se eliminar vários problemas na fase de projecto [10].

As limitações impostas em estruturas de alvenaria resistente prendem-se com os seguintes aspectos:

- Restrições relacionadas com a versatilidade dos espaços e à forma da construção – criação de módulos estruturais delimitados por margens contínuas que representam o posicionamento dos elementos verticais, uma vez que a regularidade e a continuidade física das paredes resistentes são dos aspectos mais importantes em edifícios em alvenaria. Estes módulos constituem uma primeira hipótese de divisão do espaço e a coexistência de paredes estruturais e paredes divisórias, cuja localização pode ser alterada em cada piso permitem a flexibilidade na divisão dos espaços;
- Valorização dos aspectos construtivos no projecto – retirar o máximo proveito da modularidade de construção em alvenaria, de modo a evitar-se ao máximo os cortes das unidades elementares ( $\text{Dimensão} = n \times \text{módulo}$ , sendo  $n$  um factor número inteiro) e, consequentemente, desperdícios;

- A opção de optar por alvenaria estrutural deve ser, fundamentalmente, efectuada antes da fase de programa base de modo a conseguir o objectivo duplo de utilizar de forma óptima as características específicas de cada material e, simultaneamente, moldar a arquitectura do edifício à estrutura.

Na fase de estudo prévio, pode-se definir, a título meramente indicativo, a tipologia da alvenaria e as unidades que a constituem, de modo a antecipar a largura das paredes. A escolha da tipologia das paredes resistentes é influenciada pelos seguintes factores:

- As exigências geométricas mínimas de espessura, para os diferentes elementos resistentes adoptados;
- Para as zonas sísmicas, as diversas exigências de configuração para alvenaria simples, alvenaria confinada e alvenaria armada e a limitação do número máximo de pisos para as diferentes tipologias de alvenaria resistente;
- Limitações a nível da configuração, de modo a utilizar métodos de dimensionamento simples em alternativa aos mais complexos,
- As características tipológicas do edifício (utilização prevista, número de pisos, modularidade, distribuição das cargas, etc.);
- Esquema resistente adoptado e a organização da malha estrutural;
- Outros aspectos de nível funcional e estéticos.

## **2.3 Projecto de estruturas em alvenaria resistente**

### **2.3.1 Norma europeia – Eurocódigo 6**

Em relação ao projecto de edifícios, a nível europeu, o Eurocódigo 6 aplica-se a construções em alvenaria simples, armada, pré-esforçada e confinada, tratando das exigências relativas à resistência, utilização e durabilidade das estruturas. Contudo, outras exigências, como por exemplo, relativas ao comportamento térmico ou acústico, não são consideradas mas são muito importantes pois contribuem para o bom funcionamento da estrutura a vários níveis.

O Eurocódigo 6 não cobre as exigências para construção em zonas sísmicas. O regulamento europeu que contempla as disposições relativas a estas exigências, em conformidade com o EC6, é o Eurocódigo 8.

As diferentes unidades de alvenaria preconizadas no EC6 são: unidades cerâmicas, incluindo unidades de cerâmica leves; unidades sílico-calcáreas; unidades de betão de inertes correntes ou leves; unidades de betão celular autoclavado; unidades de pedra artificial e unidades de pedra natural com forma regular.

As unidades de alvenaria são classificadas por grupos, ver Figura 2. A sua classificação, ver Tabela 1, é efectuada de acordo com as características de furacão e com a percentagem de furacão, volume de qualquer furo, a espessura dos septos e a espessura equivalente (espessura dos septos interiores e exteriores, medida horizontalmente através da unidade de alvenaria e perpendicularmente à face da parede de alvenaria resistente).

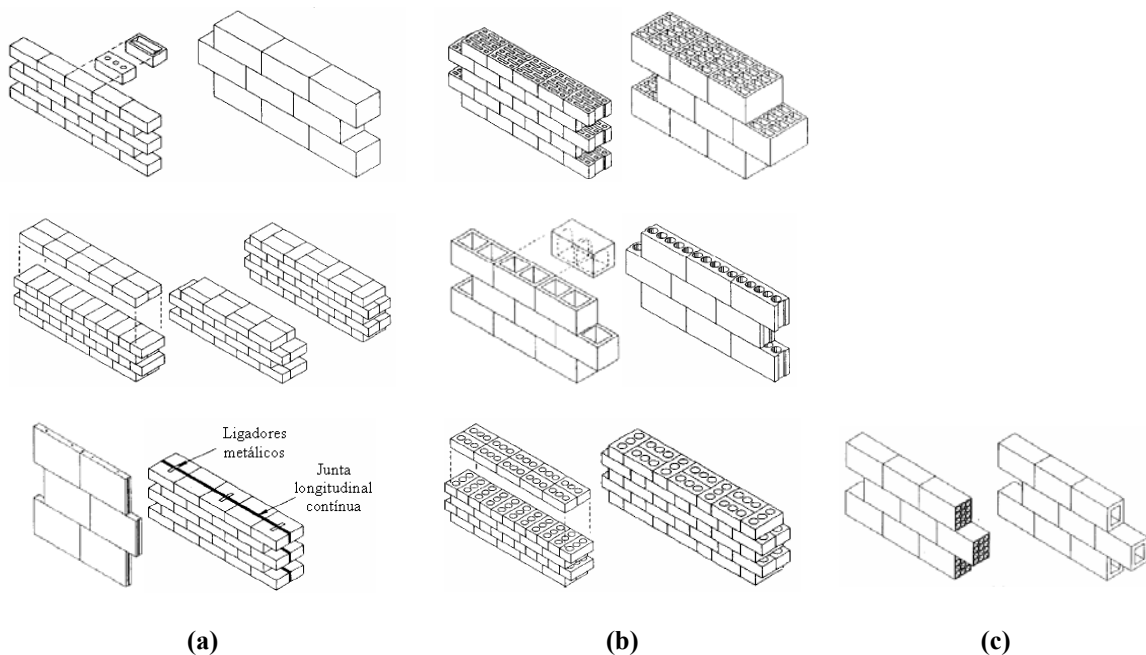


Figura 2 – Exemplos de paredes com unidades de alvenaria [5]: (a) grupo 1; (b) Grupo 2 e Grupo 3 e (c) Grupo 4

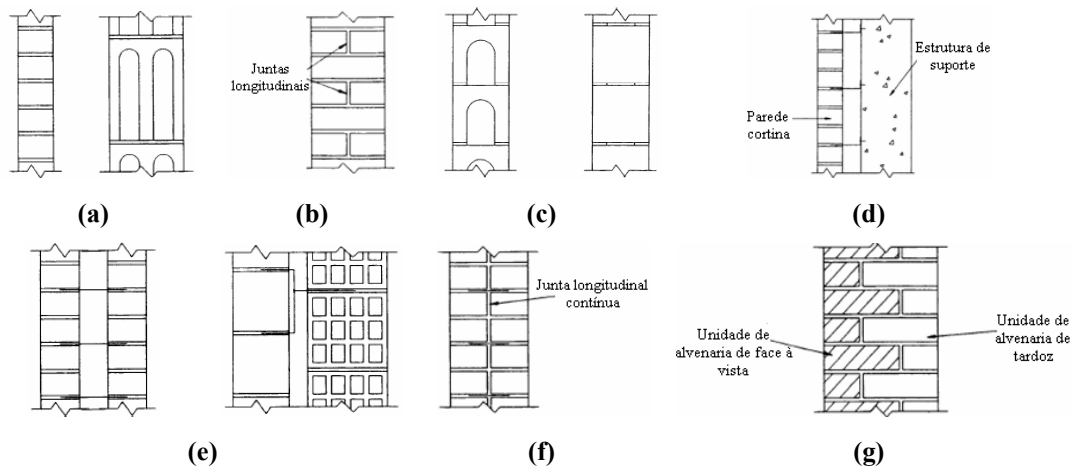
Tabela 1 – Requisitos para a classificação de unidades de alvenaria segundo o EC6 [5]

Unidades		Grupos de unidades de alvenaria							
		Grupo 1 (todos os materiais)	Grupo 2		Grupo 3		Grupo 4		
			Furação vertical				Furação horizontal		
Volume de furos (% do volume total)	Cerâmica	≤ 25	> 25; ≤ 55		> 25; ≤ 70		> 25; ≤ 70		
	Sílico-Calcáreas		> 25; ≤ 55						
	Betão		> 25; ≤ 60		> 25; ≤ 70		> 25; ≤ 50		
Volume de qualquer furo (% do volume total)	Cerâmica	≤ 12.5	cada furo ≤ 2 total de furos ≤ 12.5		cada furo ≤ 2 total de furos ≤ 12.5		cada furo ≤ 30		
	Sílico-Calcáreas		cada furo ≤ 15 total de furos ≤ 30						
	Betão		cada furo ≤ 30 total de furos ≤ 30		cada furo ≤ 30 total de furos ≤ 30		cada furo ≤ 25		
Septo			interno	externo	interno	externo	interno	externo	
Dimensão dos septos (mm)	Cerâmica	Sem exigências	≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 5	≥ 6	
	Sílico-Calcáreas		≥ 5	≥ 10					
	Betão		≥ 15	≥ 18	≥ 15		≥ 20		
Espessura equivalente (% da largura total)	Cerâmica	Sem exigências	≥ 16		≥ 12		≥ 12		
	Sílico-Calcáreas		≥ 20						
	Betão		≥ 18		≥ 15		≥ 45		

Uma parede é considerada resistente quando é destinada a suportar as acções verticais, provenientes de paredes superiores, de vigas de cintagem e/ou lajes, permanentes ou variáveis e, também, as acções horizontais de natureza estática (e.g. vento) ou sísmica, actuando no próprio plano da parede ou perpendicularmente a esse plano. É, portanto, destinada a constituir a parte resistente do edifício, garantindo, como já foi referido anteriormente, para além de uma resposta adequada a todas as acções a que o edifício estará submetido ao longo da sua vida útil, os aspectos arquitectónicos e outros requisitos não estruturais (isolamento térmico, acústico, etc.)

As paredes de um edifício em alvenaria estrutural podem apresentar função resistente, quando são dimensionadas para resistir essencialmente às acções verticais, e de contraventamento, quando são dimensionadas para resistir às acções no seu próprio plano.

O Eurocódigo 6 fornece as regras apropriadas para a pormenorização das tipologias de paredes ilustradas na Figura 3.



**Figura 3 – Exemplos de secções transversais [5] de: (a) Parede simples sem juntas longitudinais; (b) Paredes simples com juntas longitudinais; (c) Paredes com juntas longitudinais descontinuas; (d) Paredes duplas; (e) Parede composta e (f) Parede de face à vista**

As propriedades mecânicas de estruturas em alvenaria resistentes, para a verificação da capacidade a acções verticais e horizontais, dependem das propriedades mecânicas intrínsecas da alvenaria, da geometria do elemento estrutural e da interacção com outros elementos a ele ligados. No EC6 as propriedades mecânicas intrínsecas da alvenaria, que devem ser obtidas por ensaios normalizados são:

- Tensão resistente à compressão,  $f_c$ ;
- Tensão resistente de corte,  $f_v$ ;
- Tensão resistente à flexão,  $f_x$ ;
- Relação tensão - extensão,  $\sigma - \varepsilon$ .

Para o projecto de estruturas deste tipo é necessário, conhecer-se ainda: o Módulo de elasticidade ( $E$ ); o Módulo de distorção ( $E$ ) e o factor de ductilidade ( $\mu$ ). A



eventual resistência à tracção da alvenaria é, normalmente, desprezada para efeitos de dimensionamento.

A resistência característica à compressão da alvenaria pode ser determinada através de ensaios de acordo com a norma EN 1052-1. No caso de não existirem dados experimentais a resistência característica à compressão da alvenaria pode ser obtida através da Equação (1), segundo o EC6:

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta \quad (1)$$

em que:

$f_k$  – Tensão resistente característica à compressão da alvenaria ( $N/mm^2$ );

$K$  – Constante que depende do grupo das unidades de alvenaria e do tipo de argamassa;

$f_b$  – Tensão resistente média normalizada à compressão das unidades de alvenaria ( $N/mm^2$ );

$f_m$  – Tensão resistente da argamassa ( $N/mm^2$ );

$\alpha$  e  $\beta$  – Constantes que dependem do tipo de alvenaria. Para uma alvenaria simples realizada com argamassa convencional e com todas as juntas preenchidas as constantes valem:  $\alpha = 0.7$  e  $\beta = 0.3$ .

A resistência característica ao corte da alvenaria sob compressão nula pode ser obtida através de ensaios normalizados segundo a norma EN 1052-3 ou EN 1052-4. Para o caso de alvenaria simples, realizada com argamassa convencional e com todas as juntas preenchidas, a resistência característica ao corte da alvenaria pode ser obtida através da Equação (2), de acordo com o EC6, em que é adoptado o critério de Coulomb:

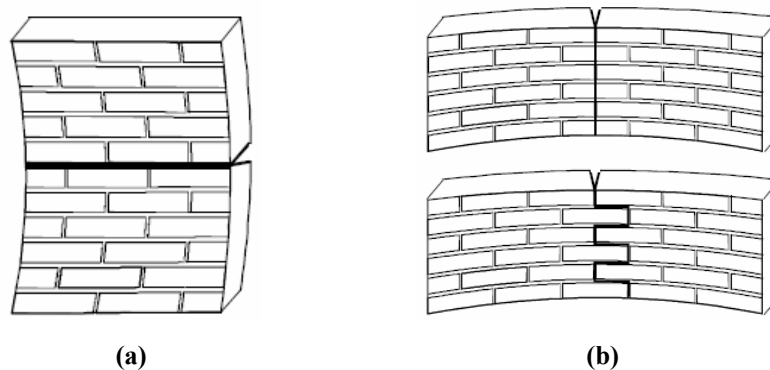
$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.40\sigma_n \quad (2)$$

em que:

$f_{vk0}$  – Tensão resistente ao corte sob compressão nula;

$\sigma_n$  – Tensão normal de cálculo normal ao plano de corte.

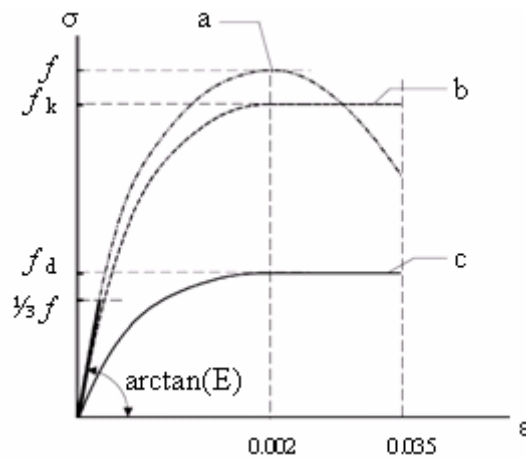
A flexão para fora do plano divide-se em duas situações que devem ser consideradas: resistência à flexão quando o plano de rotura é paralelo às juntas de assentamento –  $f_{xk1}$  (Figura 4(a)) e a resistência à flexão quando o plano de rotura é perpendicular às juntas de assentamento –  $f_{xk2}$  (Figura 4(b)).



**Figura 4 – Planos de rotura à flexão da alvenaria: (a) Paralelo às juntas de assentamento e (b) Perpendicular às juntas de assentamento**

As resistências características à flexão,  $f_{xk1}$  e  $f_{xk2}$ , podem ser determinadas através de ensaios experimentais normalizados de acordo com a norma EN 1052-2, ou obtidas através de tabelas prescritas no novo EC6.

A norma europeia propõe um diagrama tensões – extensões da alvenaria como o indicado na Figura 5. Pode observar-se que o comportamento à compressão da alvenaria é elástico-linear para valores baixos de deformação, não linear crescente até um valor de pico da tensão de compressão. Ao valor de pico segue-se um ramo não linear decrescente ao longo do qual a resistência do material diminui mais ou menos rapidamente em função da composição da alvenaria. Para efeitos de dimensionamento, pode admitir-se a forma parábola – rectângulo (diagrama “c” da Figura 5), com uma ductilidade limitada a uma deformação de  $\varepsilon_u = 3.5 \%$ .



**Figura 5 – Diagrama de tensões [5] – extensões para alvenaria em compressão**  
(a – diagrama típico; b – diagrama idealizado e c – diagrama de cálculo)

O módulo de elasticidade ( $E$ ) da alvenaria pode ser obtido a partir de ensaios, de acordo com a EN 1052-1, sendo o mesmo calculado para um valor de um terço da carga máxima. No caso de não existirem resultados de ensaios disponíveis, o módulo de elasticidade ( $E$ ) pode ser admitido igual a  $1000 f_k$  no caso de estados limites últimos e  $600 f_k$  no caso de estados limites de utilização. Na ausência de resultados de ensaios, o módulo de distorção ( $G$ ) pode ser tomado igual a  $0.4 E$ .

O Eurocódigo 6 indica valores de 0.0 a 2.0 para o coeficiente de fluência a utilizar em projecto, em função do tipo de unidade para alvenaria utilizado.

### 2.3.2 Norma italiana – D.M. 20.11.1987

A norma técnica italiana para o projecto, execução e ensaios para edifícios em alvenaria e para a sua consolidação é o **D.M. 20.11.1987** [11]. Esta norma é referida uma vez que alguns dos programas que são apresentados e analisados mais à frente nesta tese, aplicam a respectiva norma nacional.

As diferentes unidades de alvenaria preconizadas no D.M.'87 são: unidades cerâmicas, incluindo unidades de cerâmica leves; unidades de betão de inertes correntes ou leves; e unidades de pedra natural. As unidades podem ser dotadas de furacão horizontal ou vertical classificando-se as unidades em função da percentagem de

furacão ( $\emptyset$ ) e, no caso de unidades cerâmicas, em função da área média da secção normal de um furo ( $f$ ), ver Tabela 2.

Tabela 2 – Requisitos para a classificação de unidades de alvenaria segundo o D.M.'87 [11]

Unidades cerâmicas e de betão	$\emptyset$	Unidades cerâmicas: $f (cm^2)$
maciças	$\leq 15$	$\leq 9$
semi-maciças	$15 < \emptyset \leq 45$	$\leq 12$
furadas	$45 < \emptyset \leq 55$	$\leq 15$

A resistência característica à compressão  $f_k$  pode ser determinada experimentalmente segundo o anexo 2 da referida norma. No caso de unidades artificiais maciças ou semi-maciças  $f_k$  pode ser determinada em função da resistência característica à compressão da unidade  $f_{bk}$  e da classe de resistência da argamassa de assentamento com uma espessura compreendida entre 5 a 15 mm, ver Tabela 3. Onde a classificação do tipo de argamassa é efectuada segundo a Tabela 4 ou Tabela 5.

Tabela 3 – Resistência característica à compressão da alvenaria ( $f_k$ ) com unidades cerâmicas ou de betão maciças ou semi-maciças segundo o D.M.'87 [11]

$f_{bk}$	Tipo de Argamassa			
	M1	M2	M3	M4
(MPa)				
2.0	1.2	1.2	1.2	1.2
3.0	2.2	2.2	2.2	2.0
5.0	3.5	3.4	3.3	3.0
7.5	5.0	4.5	4.1	3.5
10.0	6.2	5.3	4.7	4.1
15.0	8.2	6.7	6.0	5.1
20.0	9.7	8.0	7.0	6.1
30.0	12.0	10.0	8.6	7.2
40.0	14.3	12.0	10.4	---

Tabela 4 – Tipos de argamassa em função da sua composição segundo o D.M.'87 [11]

Classe	Tipo de argamassa	Composição				
		Cimento	Cal aérea	Cal hidráulica	Areia	Pozolana
<b>M4</b>	Hidráulica	---	---	1	3	---
<b>M4</b>	Pozolânica	---	1	---	---	3
<b>M4</b>	Bastarda	1	---	2	9	---
<b>M3</b>	Bastarda	1	---	1	5	---
<b>M2</b>	Cementícia	1	---	0.5	4	---
<b>M1</b>	Cementícia	1	---	---	3	---

Para argamassas com diversas proporções na composição fabricada com aditivos pode-se classificar a argamassa segundo a resistência média à compressão de acordo com a Tabela 5.

Tabela 5 – Tipos de argamassa em função da sua resistência média à compressão segundo o D.M.'87

Classe	Resistência média à compressão (MPa)
<b>M1</b>	12
<b>M2</b>	8
<b>M3</b>	5
<b>M4</b>	2.5

A resistência característica ao corte da alvenaria sob compressão nula pode ser obtida experimentalmente segundo o anexo 2 da respectiva norma. Para o caso de alvenaria com as mesmas características apresentadas anteriormente para determinação expedita de  $f_k$ , a resistência característica ao corte da alvenaria pode ser obtida através da Equação (2).

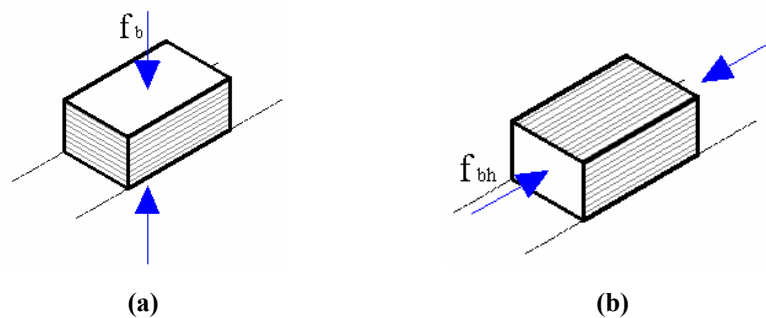
Na ausência de ensaios o módulo de elasticidade ( $E$ ) da alvenaria pode ser admitido igual a  $1000 f_k$  e o módulo de distorção ( $G$ ) igual a  $0.4 E$ .

### 2.3.3 Aspectos relativos à norma sísmica europeia – Eurocódigo 8

O Eurocódigo 8 é o regulamento europeu que cobre as exigências para construção em zonas sísmicas em conformidade com o EC6.

As exigências relativas aos materiais constantes no NA português do EC8 prendem-se com a percentagem de furacão dos tijolos cerâmicos de Grupo 4 que não deve exceder os 60%, os septos devem ter uma espessura mínima de 5 mm, a espessura das paredes não deve ser inferior a 8 mm e uma espessura combinada deve ser igual ou superior a 16%. As unidades do Grupo 3 não são admissíveis para zonas não consideradas de baixa sismicidade.

A resistência à compressão da unidade de alvenaria na direcção perpendicular à junta horizontal de assentamento ( $f_b$ ), ver Figura 6, deverá ser igual ou superior a 4 MPa e na direcção paralela à junta horizontal de assentamento ( $f_{bh}$ ) não inferior a 1.6 MPa no caso de unidades com espessura inferior a 250 mm, e de 3 MPa e 1.6 MPa respectivamente para unidades com espessura não inferior a 250 mm e aplicadas em zonas de baixa sismicidade.



**Figura 6 – Resistência à compressão das unidades de alvenaria: (a) na direcção perpendicular à junta horizontal de assentamento e (b) na direcção paralela à junta horizontal de assentamento**

Relativamente à resistência da argamassa o EC8 recomenda um valor mínimo de 5 MPa (M5) para alvenaria simples ou confinada (10 MPa para alvenaria armada). As juntas verticais de assentamento devem ser preenchidas excepto em zonas de baixa sismicidade ou possuir encaixes capazes de garantir uma resistência ao corte pelo menos igual à de uma junta preenchida.

O coeficiente de comportamento para alvenaria simples com unidades do Grupo 1 vale  $q = 1.5$ , segundo o anexo nacional.

Para efeitos de distribuição das acções horizontais, é possível considerar as lajes como diafragmas rígidos apenas no caso de lajes em betão armado, desde que as aberturas não afectem significativamente a rigidez global da laje no plano. Nesse caso, é possível efectuar uma redistribuição do corte basal em cada parede, com uma redução até 25% e um aumento até 33%

Salienta-se que, no caso de diafragmas flexíveis (por exemplo, em madeira), as forças horizontais se distribuem proporcionalmente à área de carregamento efectivo (ou massa).

As exigências gerais para estruturas em alvenaria incluem:

- A ligação entre lajes e paredes deverá ser efectuada por ligadores metálicos ou vigas de bordadura em betão armado;
- A laje deverá ser capaz de transmitir as forças sísmicas horizontais às paredes;
- É necessário dispor de paredes de contraventamento em duas direcções ortogonais. Estas paredes deverão obedecer às exigências de carácter dimensional e geométrico recomendadas pelo NA português do EC8 apresentadas na Tabela 6. Onde apresentam-se os valores mínimos para a espessura efectiva da parede ( $t_{ef}$ ); a relação máxima entre a altura efectiva da parede ( $h_{ef}$ ) e a sua espessura efectiva e os valores mínimos exigidos para a relação entre o comprimento da parede ( $l$ ) e a maior das alturas livres das aberturas adjacentes à parede.

**Tabela 6 – Requisitos geométricos recomendados para paredes resistentes em alvenaria simples segundo o NA do EC8**

$t_{ef, min.} \text{ (mm)}$	$(h_{ef}/t_{ef}) \text{ máx.}$	$(l/h) \text{ min.}$
240	10	0.4

A exigência adicional para alvenaria simples prende-se com os tirantes horizontais com vigas-cinta ou armaduras que deverão ser colocados no plano da parede, ao nível de cada piso e nunca mais espaçados do que 4 m, com uma área de armadura não inferior a 2 cm<sup>2</sup>.

Para efeitos de verificação de segurança aos estados limites últimos, podem-se admitir os seguintes valores para os coeficientes de segurança parcial dos materiais:

- Coeficiente de segurança para a alvenaria é  $\gamma_M = 1.5$ ;
- Coeficiente de segurança para o aço é  $\gamma_S = 1.0$ .

#### 2.3.4 Soluções novas em alvenaria estrutural

Nos últimos anos uma vasta investigação no campo da aplicação de alvenaria estrutural tem sido levada a cabo, nomeadamente no desenvolvimento de unidades de alvenaria com melhor desempenho não só em termos de resistência como a nível térmico, acústico, estético, etc., ver Figura 7. Estes novos blocos, para além de uma elevada resistência à compressão, com uma morfologia alveolar diferente da convencional, possibilitam a sua aplicação em paredes exteriores, visando o cumprimento dos requisitos energéticos pelos regulamentos vigentes. Apresentam encaixes laterais para não ser necessário efectuar juntas de argamassa verticais (facilidade de execução) e permitir uma ligação mais eficaz entre peças e evitar descontinuidades de material. A sua estrutura alveolar permite reduzir o seu peso próprio, facilitando o seu manuseamento, ao mesmo tempo que torna o bloco com um comportamento térmico muito mais eficaz.

Novas soluções construtivas, também foram desenvolvidas, como por exemplo a introdução de armadura de junta para melhorar o comportamento das paredes no que diz respeito à fendilhação, devido a deformações, dilatações térmicas e outros fenómenos que causem este tipo de patologia que comprometem a sua funcionalidade, ver Figura 8.

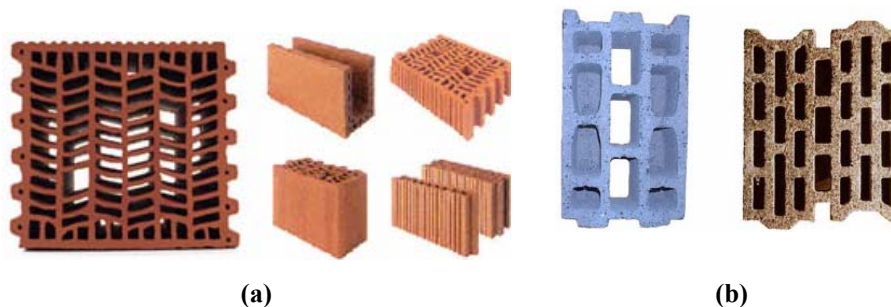
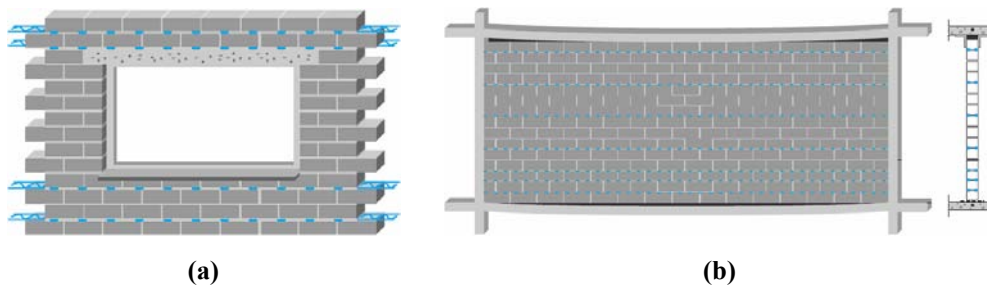


Figura 7 - Desenvolvimento de unidades de alvenaria: (a) Blocos cerâmicos do consórcio “*Termoarcilla*” [12] e (b) Blocos em betão leve da *LECA* [13]





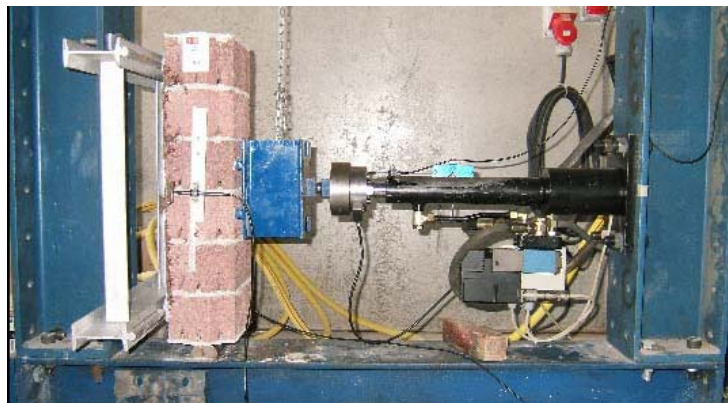
**Figura 8 - Exemplos de aplicação de armadura de junta *Murfor* [14] para o controlo da fendilhação: (a) Em aberturas e (b) Em paredes de grandes dimensões submetida a deformações das vigas e/ou lajes**

Relativamente à caracterização mecânica de paredes de alvenaria, está a ser realizada actualmente uma larga campanha de ensaios experimentais no Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho, em paredes de alvenaria simples, constituídas por blocos de betão leve, com ou sem junta vertical preenchida, alvenaria confinada e alvenaria reforçada com armadura, no âmbito de uma tese de doutoramento e integrado no Projecto *SINALES* financiado pela Agência de Inovação.

Ensaios para a caracterização mecânica à compressão (Figura 9(a)), à flexão no plano de rotura paralelo às juntas de assentamento (Figura 9(b)), e corte por efeito de acções cíclicas no plano (paredes ensaiadas na Figura 9(c)) são exemplos de ensaios realizados até à data para a caracterização do comportamento mecânico da alvenaria e cujos resultados podem ser encontrados em [15].



(a)



(b)

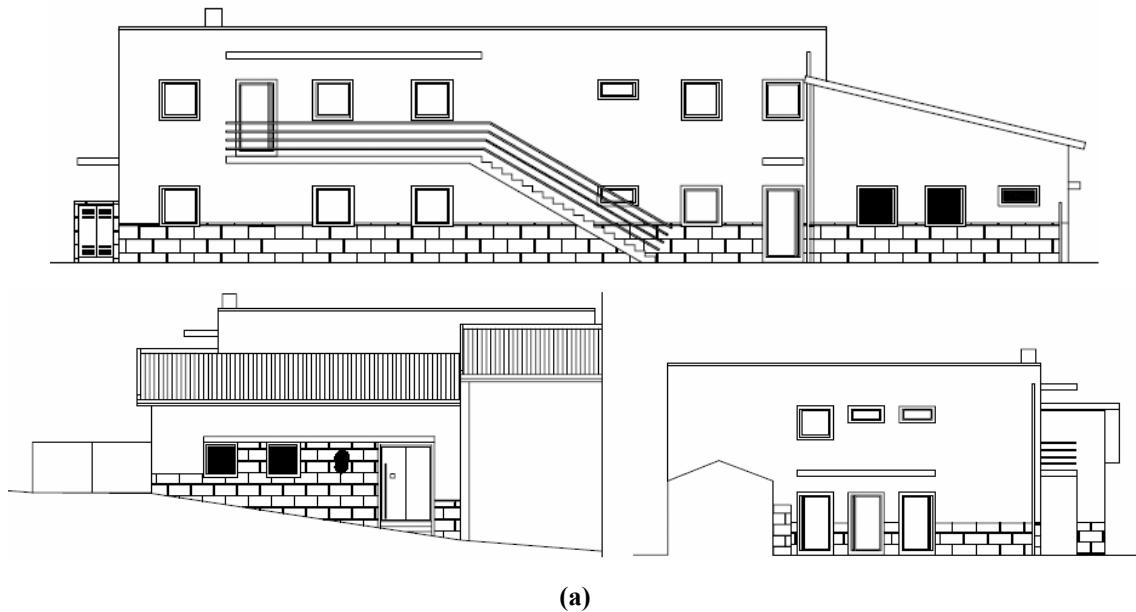


(c)

**Figura 9 – Campanha de ensaios em paredes de alvenaria de blocos de betão leve:  
(a) Ensaaios de compressão; (b) Ensaaios de flexão e (c) Paredes ensaiadas a acções cíclicas  
no plano**

### ***2.3.5 Exemplos recentes de projectos***

Recentemente foram desenvolvidos em Portugal projectos em alvenaria estrutural, tais como a esquadra da GNR em Ourique [16], construída durante o ano de 2001 executada em alvenaria confinada, ver Figura 10. As paredes exteriores em alvenaria são constituídas por blocos *ISOLBLOCO* da Pavileca (Figura 7(b)), com armadura de junta para controlo da fendilhação do tipo *Murfor* (Figura 8).



**Figura 10 – Esquadra da GNR de Ourique [16]: (a) Alçados laterais e frontais e (b) Aspecto da estrutura em execução**

A Esquadra da PSP em Braga [17] é outro exemplo de aplicação de alvenaria estrutural (ver planta na Figura 11(a)), construída durante o ano de 2002, em alvenaria confinada, com paredes exteriores duplas e paredes interiores simples, constituídas por blocos *SPLIT*, ver Figura 11(b).

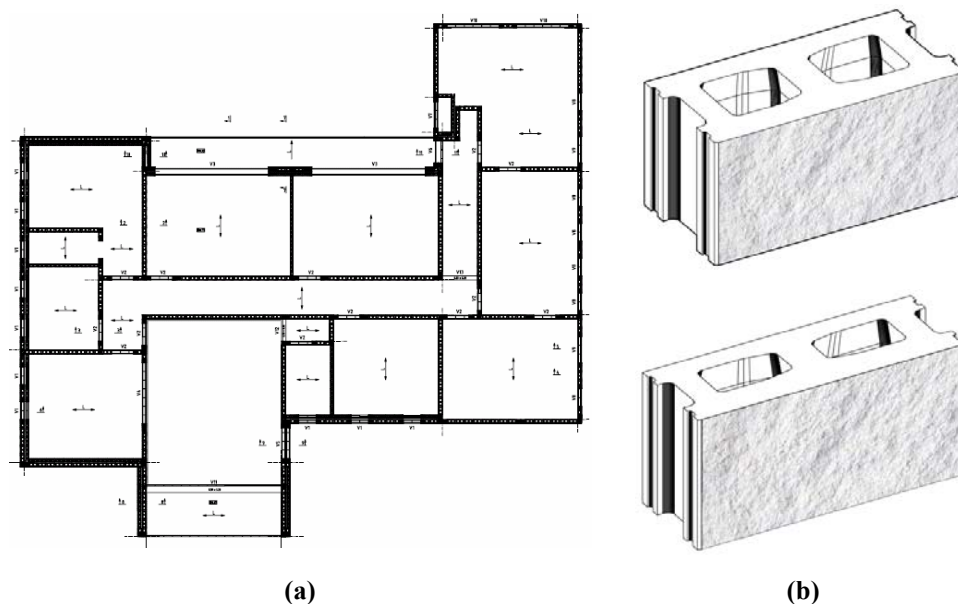


Figura 11 – Esquadra da PSP de Braga [17]: (a) Planta e (b) Exemplos de Blocos *SPLIT* [18]

Outro sistema modular em alvenaria, mais recente, foi aplicado no Algarve (em 2006), realizado também em alvenaria confinada de blocos de betão leve, com elementos de betão armado, pilares e cintas, executadas pelo interior da própria alvenaria, garantindo assim um comportamento de conjunto, ver Figura 12. Para a solidarização do conjunto, foram aplicadas armaduras nas juntas do tipo *Murfor* nas paredes resistentes e de contraventamento [9].



Figura 12 – Aspecto da estrutura da moradia no Algarve em execução [9]

A aplicação das armaduras de junta, não é aplicada apenas a paredes com função estrutural, mas também a paredes que apesar de não serem estruturais, devido às suas dimensões apreciáveis, necessitam de ser armadas de modo a controlar a fendilhação generalizada. A construção de estádios, centros comerciais, salas de espectáculo, igrejas, etc., exigem, por vezes, paredes divisórias de grandes dimensões. A alvenaria constitui a solução tradicional de maior funcionalidade face a soluções leves, contudo a construção de grandes planos de parede exige cuidados especiais para que a competitividade da solução, a segurança e o desempenho em serviço sejam garantidos.

Exemplos recentes de aplicação de armadura de junta em paredes em alvenaria não estrutural são: uma parede das instalações sanitárias com um vão de 10.40 m e altura de 4.40 m com portas, na construção do novo estádio do Sporting Clube de Portugal – SCP, Alvalade XXI (Figura 13); uma parede de 7.0 m de vão e 4.3 m de altura, no novo estádio do Sport Lisboa e Benfica – SLB, Estádio da Luz, e uma parede de 12.0 m de vão e 5.8 m de altura no Odivelas Parque (para mais informação ver [16]).



**Figura 13 – Estádio Alvalade XXI: Execução de uma junta com armadura do tipo *Murfor* [16]**

## **2.4 Programas de cálculo automático**

Com o passar dos anos, observa-se a rápida evolução dos meios informáticos, tornando-se o computador e os programas de cálculo automático ferramentas indispensáveis no auxílio à elaboração do projecto de estruturas. Apesar de permitirem uma maior rapidez na execução dos cálculos e precisão nos resultados, o projectista não pode limitar-se a



aceitar as soluções obtidas sem efectuar uma análise, com base nos seus conhecimentos e sensibilidade estrutural, sobre o modo de introdução dos dados do problema e dos resultados obtidos. Devido ao facto dos programas de cálculo conduzirem, muitas vezes, a soluções erróneas é de extrema importância conhecer o algoritmo de cálculo que está por detrás de uma interface gráfica. Portanto surge a necessidade de analisar os programas de cálculo existentes para estruturas em alvenaria resistente.

Efectuou-se uma pesquisa exaustiva de programas de dimensionamento de estruturas em alvenaria resistente existentes no mercado, ver Tabela 7, dos quais se pretendeu analisar três programas. Assim, após uma selecção em termos de conteúdo dos programas solicitou-se às empresas para disponibilizarem os seus produtos para a elaboração desta tese. Os prontamente fornecidos foram: “*WinMason*”, “*Por 2000*”, “*FEDRA*”, “*CMT*” e “*AEDES*”.

Contudo o “*WinMason*” não foi escolhido devido à limitação do programa que efectua o dimensionamento parede a parede, sendo necessário introduzir todas as características e carregamentos a que a mesma está submetida, e em relação à acção sísmica não calcula as forças sísmicas, descreve apenas as regras envolvidas com a aplicação destas forças. O “*CMT*”, também foi excluído, devido à limitação do programa, à utilização das unidades de alvenaria fabricadas pelo próprio consórcio *Termoarcilla* e à escolha das lajes, não permitindo alterar as suas características mecânicas e físicas. Assim os programas adoptados e analisados foram o “*Por 2000*”, “*FEDRA*” e “*AEDES*”, por permitirem a definição total da estrutura, a introdução das características pretendidas e fornecerem a partir de uma modelação global o dimensionamento de cada parede quer para forças estáticas quer para forças sísmicas.

O apoio técnico por parte dos representantes dos programas “*FEDRA*” e “*AEDES*” foi essencial para resolver algumas questões que se levantaram no processo de análise dos programas e que não são abordadas no manual do utilizador. O mesmo não aconteceu por parte do representante do “*Por 2000*” que apesar das várias tentativas não houve qualquer tipo de resposta.

Tabela 7 – Programas de dimensionamento de alvenaria estrutural

Programa	Língua	Regulamento	Endereço Web
<i>AEDES</i>	Italiano	Italiano	<a href="http://www.aedes.it/">http://www.aedes.it/</a>
<i>CMT+L</i>	Espanhol	EC6	<a href="http://www.arktec.com/cmtl.htm">http://www.arktec.com/cmtl.htm</a>
<i>CYPE</i>	Português	EC6	<a href="http://cypecad.cype.pt/">http://cypecad.cype.pt/</a>
<i>FEDRA</i>	Inglês	EC6	<a href="http://www.runet-software.com/1fedra.htm">http://www.runet-software.com/1fedra.htm</a>
<i>Masonry design</i>	Inglês	Norueguês	<a href="http://www.strusoft.com/default.asp">http://www.strusoft.com/default.asp</a>
<i>Por 2000</i>	Italiano	Italiano	<a href="http://www.newsoft-eng.it/Por2000_eng.htm">http://www.newsoft-eng.it/Por2000_eng.htm</a>
<i>TQS ALVEST</i>	Português	Brasileiro	<a href="http://www.tqs.com.br/">http://www.tqs.com.br/</a>
<i>TRICALC 13</i>	Espanhol	EC6	<a href="http://www.arktec.com/new_t13.htm">http://www.arktec.com/new_t13.htm</a>
<i>TRICALC 17</i>	Espanhol	EC6	<a href="http://www.arktec.com/portugal/new_t17p.htm">http://www.arktec.com/portugal/new_t17p.htm</a>
<i>WinMason</i>	Inglês	Americano	<a href="http://www.archonengineering.com/winmason.html">http://www.archonengineering.com/winmason.html</a>
<i>WinWall 2.5</i>	Italiano	Italiano	<a href="http://www.crsoft.it/prodotti_winwall.html">http://www.crsoft.it/prodotti_winwall.html</a>
<i>3Muri</i>	Italiano	Italiano	<a href="http://www.stadata.com/">http://www.stadata.com/</a>
<i>ANDILWall</i>	Italiano	Italiano	<a href="http://www.laterizio.it/">http://www.laterizio.it/</a>
<i>MURATS</i>	Italiano	Italiano	<a href="http://www.softwareparadiso.it/murats.htm#Caratteristiche">http://www.softwareparadiso.it/murats.htm#Caratteristiche</a>
<i>Sismur2</i>	Italiano	Italiano	<a href="http://www.franiac.it/sismur.html">http://www.franiac.it/sismur.html</a>
<i>TRAVILOG 2004 PRO</i>	Italiano	Italiano	<a href="http://www.logical.it/2livello.asp?pag=murature">http://www.logical.it/2livello.asp?pag=murature</a>
<i>Tecnobit</i>	Italiano	Italiano	<a href="http://www.tecnobit.info/products/murature.php">http://www.tecnobit.info/products/murature.php</a>
<i>CDMaWin</i>	Italiano	Italiano	<a href="http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/programmi/cdmwin.htm">http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/programmi/cdmwin.htm</a>

## 2.5 Exemplos Tipo

Efectuou-se uma análise de um edifício simples, aplicando à estrutura as diferentes acções a que poderá estar submetida, com a finalidade de verificar o modo de análise adoptado pelos programas seleccionados.

Numa primeira fase analisou-se a estrutura apenas submetida a acções verticais traduzidas por uma acção permanente uniformemente distribuída nas lajes de  $10 \text{ kN/m}^2$  e em seguida pelo peso próprio das paredes  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ; verificando-se o modo de distribuição das cargas verticais efectuado pelos programas.

A segunda fase consistiu em solicitar apenas a estrutura a acções horizontais segundo as duas direcções (X e Y). Este procedimento teve como objectivo averiguar o modo de distribuição das forças horizontais pelas diferentes paredes e sobretudo como o programa aborda a questão de panos de parede não contínuos, ou seja, a influência da zona de aberturas no valor de rigidez.

Numa terceira fase efectuou-se a análise à acção sísmica, analisando o método utilizado e os resultados obtidos.

Por último analisou-se o modo de verificação dos Estados limites, quer para as acções estáticas quer para a acção sísmica, adoptado pelos programas.

Após uma análise aprofundada do método de cálculo dos programas em estudo, procedeu-se à análise de um outro edifício de geometria simples, com o objectivo de comparar os resultados obtidos pelos programas. Numa primeira fase manteve-se as acções verticais constantes verificando para que nível da acção sísmica o edifício deixa de cumprir os requisitos de segurança e, numa outra fase, na ausência de acção sísmica, aumentou-se o valor das acções verticais até ao limite a partir do qual o edifício não é capaz de suportar.

Com o objectivo de simplificar o processo de análise dos programas definiu-se dois modelos de edifícios que não introduzissem dificuldades elevadas na compreensão dos cálculos efectuados. Assim, na Figura 14 apresenta-se o primeiro edifício analisado, que se designou por “*Edifício A*”, regular em altura, com as dimensões em planta  $5.00 \times 4.00 \text{ m}^2$ , de dois pisos ( $h = 2 \times 2.80 \text{ m}$ ), com lajes em betão armado de espessura de  $0.20 \text{ m}$ , apresentando duas aberturas apenas na direcção X, duas portas de dimensões de  $1.00 \times 2.00 \text{ m}^2$  e duas janelas com dimensões de  $1.00 \times 1.00 \text{ m}^2$ . Na direcção Y as paredes não apresentam qualquer abertura, tornando o edifício simétrico nesta direcção, as paredes têm uma espessura de  $0.25 \text{ m}$ .



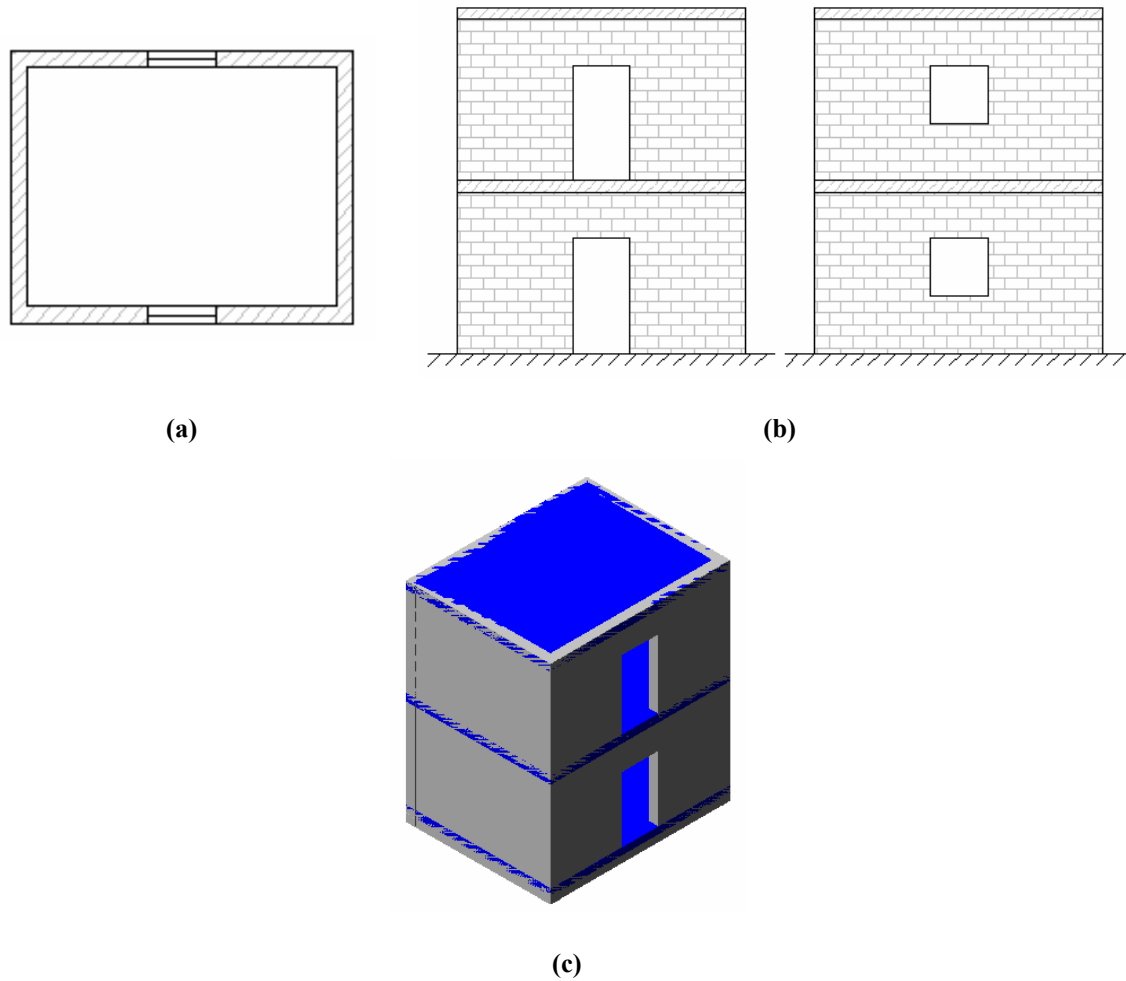
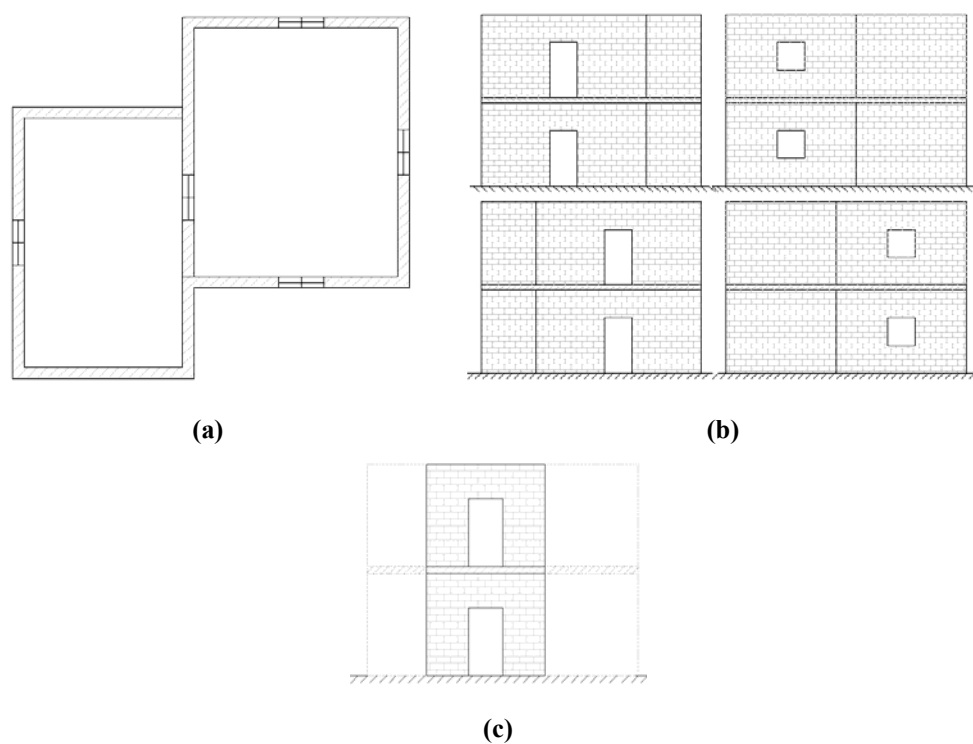


Figura 14 – “Edifício A”: (a) Planta; (b) Alçados e (c) Perspectiva isométrica

A geometria do segundo edifício analisado que se designou “Edifício B” é apresentada na Figura 15. O edifício é constituído por dois blocos de dimensões em planta  $4.00 \times 6.00 \text{ m}^2$  e  $5.00 \times 6.00 \text{ m}^2$ , perfazendo uma área de  $53.00 \text{ m}^2$ , por dois pisos, com altura de  $3.00 \text{ m}$ , com lajes em betão armado de espessura de  $0.20 \text{ m}$ , as paredes têm uma espessura de  $0.25 \text{ m}$  apresentando várias aberturas: na direcção X, duas janelas de dimensões de  $1.00 \times 1.00 \text{ m}^2$  e na direcção Y três portas com dimensões de  $1.00 \times 2.00 \text{ m}^2$ . A geometria deste edifício foi definida com o objectivo de verificar o modo como o método de dimensionamento adoptado pelos programas aborda o caso de intersecção de diferentes planos de parede na área transversal da parede resistente.



**Figura 15 – “Edifício B”: (a) Planta; (b) Alçados e (c) Parede interior**



***Capítulo 3 – DESCRIÇÃO DOS  
PROGRAMAS***

### **3 DESCRIÇÃO DOS PROGRAMAS**

Com o objectivo de contribuir para um melhor aprofundamento do conhecimento sobre o dimensionamento de alvenaria não armada, analisaram-se os seguintes programas de cálculo automático de estruturas em alvenaria resistente:

- **“Por 2000”** [21] – software estrutural Italiano que efectua o dimensionamento de alvenaria resistente com base nas normas Italianas;
- **“FEDRA”** [22] – software estrutural Norueguês que efectua o dimensionamento segundo as normas Europeias (Eurocódigo 6);
- **“AEDES – PC.M e PC.E”** [23] – software estrutural Italiano que efectua o dimensionamento segundo as normas Italianas.

#### **3.1 “Por 2000”**

##### **3.1.1 Contexto Normativo**

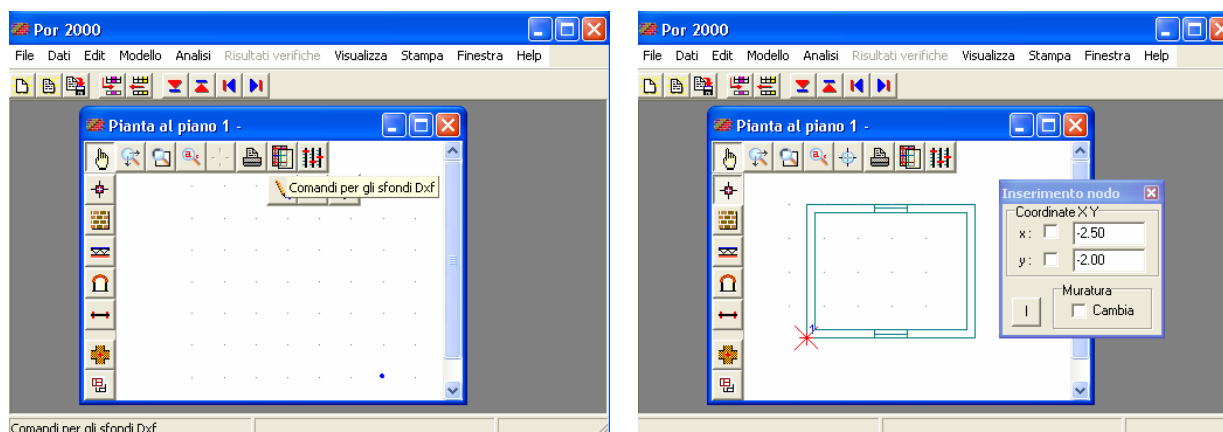
No “*Por 2000*” o dimensionamento da estrutura quando submetida a acções não sísmicas, é efectuada de acordo com a norma geral para a construção em alvenaria **D.M. 20.11.1987** [11]. A verificação da segurança à acção sísmica é determinada com uma análise estática não linear, de acordo com as prescrições na norma “**Ordinanza 3274/2003**” [24], com referência aos estados limites de dano e último, ou com o **D.M. 1996** [25].

Outras normas utilizadas no programa são: “**Legge 02.02.74, n.64**” – “*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.*”; “**Ordinanza 3431 10/05/05**” – “*Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003.*” Allegato 2: “*Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici.*”; “**Circolare Min. LL.PP. 04/01/1989**”; “**D.G.R. Umbria n.5180 del 14.9.1998**” e “**D.G.R. Marche n.2153 del 14.9.1998**” in attuazione “**Legge 61/98**” - “*Eventi sismici del 12 maggio, 26 settembre 1997 e successivi - Modalità e procedure per la*

*concessione dei contributi previsti dall'art.4 della Legge 61/98 - Allegato B*"; "**Decreto Ministeriale 11 marzo 1988**" – "*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.*"; "**Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 30 luglio 1981, n. 21745**" – "*Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma.*"; "**Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 15 ottobre 1996**" – "*Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica»*"; "**Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 4 luglio 1996**" – "*Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.*".

### 3.1.2 Definição das paredes e lajes

A modelação geométrica do edifício é realizada através de comandos da interface gráfica do programa, possibilitando a importação/exportação de ficheiros com extensão “.dxf” (Figura 16(a)). Inicialmente introduzem-se as coordenadas em planta dos nós de extremidade das paredes na janela “*Dati Nodi*” ou directamente, com auxílio do cursor, sobre a planta importada (Figura 16(b)). As paredes são definidas em “*Dati Pannelli*” (Figura 16(c)) onde se introduz os nós de extremidade definidos anteriormente; tipo de elemento (parede, fundação, contraventamento); tipo de material (a ser definido em “*Dati tipi di Muratura*”), espessura da parede; desvio do eixo da parede em relação à linha que une os nós de extremidade; carga permanente por unidade de comprimento; número de aberturas (actualizado depois de definidas as aberturas na respectiva parede); tipo de ligação laje/parede (mediante vigas de cintagem –“*cordolo*”, definido em “*Tipi di cordolo*”); alinhamento da ligação parede/laje com o eixo da parede; e verificação local (seleccionando-se esta opção não é efectuada a verificação local da parede).



(a)

(b)

	id	Nodi	Elemento	Tipo materiale	s	ff	df	cp	po	pv	na	Cordolo	ffc	NV
▶	1	1 2	muro	Blocchi cls forati +h	24.0	sin-a	-12.0	0.00	0.00	0.00	1	CA continuo	cen	
	2	2 3	muro	Blocchi cls forati +h	24.0	sin-a	-12.0	0.00	0.00	0.00	0	CA continuo	cen	
	3	3 4	muro	Blocchi cls forati +h	24.0	sin-a	-12.0	0.00	0.00	0.00	1	CA continuo	cen	
	4	1 4	muro	Blocchi cls forati +h	24.0	des-a	12.0	0.00	0.00	0.00	0	CA continuo	cen	

(c)

Figura 16 – Definição da geometria das paredes no “Por 2000”: (a) Importação do ficheiro .dxf; (b) Introdução dos nós extremos das paredes e (c) Características da parede

As aberturas são introduzidas na janela “*Dati Aperture Pannelli*” seleccionando a parede e introduzindo a abcissa do ponto médio da abertura, a cota da soleira da abertura relativamente à base da parede, o tipo de abertura (a ser definida em “*Dati Tipi di aperture*”) e o desvio do eixo da abertura em relação ao eixo da parede (Figura 17).

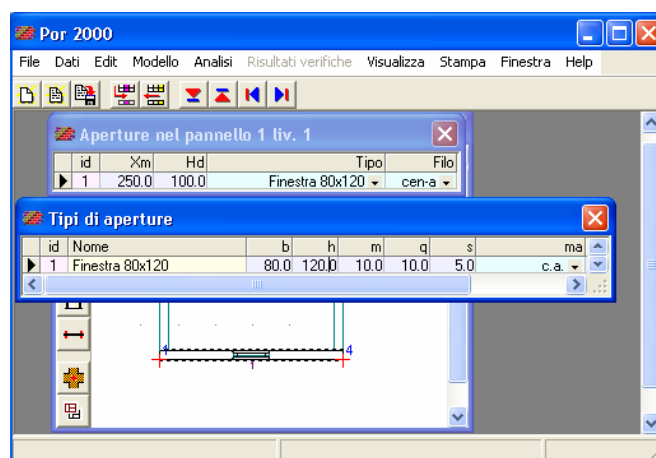


Figura 17 – Definição da geometria das paredes no “Por 2000”: Definição das aberturas

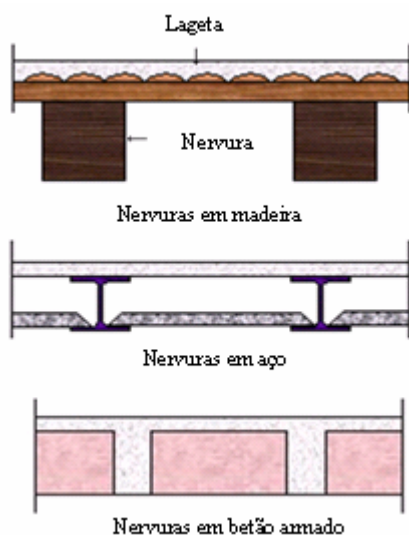
As lajes definem-se pelos nós do contorno em “*Dati Solai*” (Figura 18(a)) onde se introduz o tipo de laje, a orientação, as excentricidades da carga da laje relativamente ao eixo da parede, a sobrecarga permanente e acidental, e os factores de combinação das acções variáveis com acção sísmica (secção 3.3 [24]). O tipo de laje é definido em “*Tipi di impalcato*” (Figura 18(b)), onde se apresentam soluções típicas em Itália, ver Figura 18(c). Na opção “*Dati Rialzi Solai*” (Figura 18(d)) podem-se introduzir lajes com inclinação, através da elevação das cotas dos nós correspondentes.

Solai al livello 1											
id	Nodi	Tipo	alfa	ess	esd	rialzi	sp	sa	cru	crm	
1	1 4 3 2	Latero-cementizio	0	0.20	0.20	nessuno	0.00	0.00	0.00	0.00	

(a)

Tipi di impalcato									
id	Nome	Tipo	frt	it	bt	ht	ss	pp	
1	Latero-cementizio	tr. c.a.	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	10.00	
2	In legno con soletta	tr. legno	0.05	100.0	20.0	20.0	3.0	2.75	
3	In acciaio con soletta	tr. acciaio	0.05	100.0	20.0	20.0	3.0	2.75	

(b)



(c)

Rialzi sol.1 liv.1		
Nodo		Rialzo
1		0.0
4		0.0
3		0.0
2		0.0

(d)

Figura 18 – Definição da geometria das lajes no “*Por 2000*”: (a) Características da laje; (b) Definição da tipologia e peso próprio da laje; (c) Tipos de lajes e (d) Lajes com inclinação



### 3.1.3 Definição das propriedades mecânicas

As características da alvenaria são definidas em “*Dati tipi di Muratura*” (Figura 19) que por defeito admite as do respectivo material seleccionado. Estes valores pré-estabelecidos segundo o D.M.’87 [11] ou segundo a norma sísmica italiana [24] podem ser alterados. Os valores a introduzir são:

- Resistência do bloco à compressão na direcção vertical ( $f_{bv}$ );
- Resistência do bloco à compressão na direcção horizontal ( $f_{vo}$ );
- Peso volúmico da parede ( $\gamma$ );
- Resistência normal característica da alvenaria ( $f_k$ );
- Resistência característica ao corte da alvenaria ( $f_{vk}$ );
- Módulo de elasticidade ( $E$ );
- Módulo de distorção ( $G$ ).

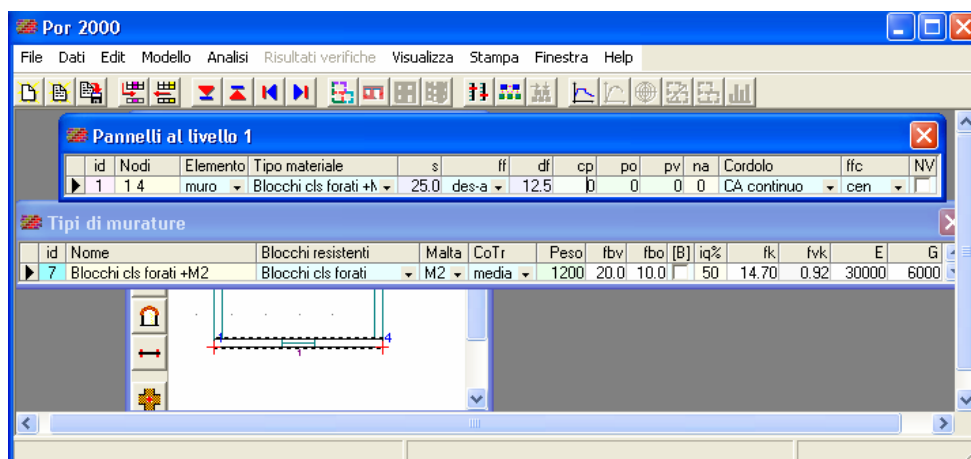


Figura 19 - Definição das propriedades mecânicas da alvenaria

### 3.1.4 Definição da acção sísmica

A definição da acção sísmica é efectuada nos quadros apresentados na Figura 20, de acordo com a norma sísmica adoptada.

**Parametri sismici Ordinanza 2003**

Spettro elastico  
 Zona sismica: Zona 4    Suolo: Cat. "C"  
 Accelerazione al suolo: 0.08    Coeff. stratigrafico: 1.25  
 Ascisse spettro: Tb: 0.16    Tc: 0.40    Td: 2.40

Fattori di struttura  
 Regolarità: Regolare    Fattore struttura: 2.00  
 Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente: 0.05

Fattore di importanza  
 Cat.: Edificio ordinario    Fattore di importanza: 1.00

Analisi sismica a controllo di duttilità  
 Scansione angolare: 30    N° scansioni sismiche: 12  
 Fattore di partecipazione trasversale dei setti: 0.00  
 Dimensioni edificio: Dmax: 5.00    Dmin: 5.00  
 Eccentricità addizionale in % Dmax: 5

Parametri di verifica  
 Tipo di intervento: edificio nuovo  
 Livello di conoscenza edificio esistente: LC3 alto  
 Coefficiente di riduzione resistenze:  $\gamma_m$ : 2.00

Valori di default

**Parametri sismici Decreto 1996**

Coefficienti sismici  
 Zona sismica: Zona 3    Accelerazione: 0.04  
 Coefficienti di struttura:  $\beta_1$ : 2.00     $\beta_2$ : 1.00  
 Fondazione:  $\varepsilon$ : 1.00    Protezione: I: 1.00  
 Riduzione L.61/98: 1.00    Intensità totale Cst: 0.0800 g

Limiti di sicurezza  
 elastico: 0.90    fessurazione: 0.95    ultimo: 1.00

Analisi sismica a controllo di duttilità  
 Scansione angolare: 30    N° scansioni sismiche: 12  
 Fattore di partecipazione trasversale dei setti: 0.00  
 Dimensioni edificio: Dmax: 5.00    Dmin: 5.00

Parametri di verifica  
 Tipo di intervento: edificio nuovo  
 Livello di conoscenza edificio esistente: CmbLicon  
 Coefficiente di riduzione resistenze:  $\gamma_m$ : 3.00

Valori di default

(a)
(b)

**Figura 20 – Definição dos parâmetros para a análise sísmica no “Por 2000” segundo:**

**(a) “Ordinanza 3274/2003” [24] e (b) “D.M.’96” [25].**

Os quadros dos parâmetros da acção sísmica apresentam os valores de aceleração do solo característicos das diferentes zonas sísmicas existentes em Itália. Contudo a aceleração do solo, adoptado por defeito, pode ser alterada, assim como os espectros de resposta, também adoptados por defeito pelo programa em função da categoria de solo considerado. Caso não se pretenda efectuar a análise sísmica, selecciona-se na lista de zonas sísmicas – “zona non sismica”.

Em relação aos restantes parâmetros, o factor de estrutura (coeficiente de comportamento) é automaticamente alterado dependendo do edifício ser regular (2.0) ou não regular (1.5). Se o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente ( $\xi$ ) da estrutura for superior a 5% vai reduzir o espectro de resposta elástico através do factor de correcção de amortecimento ( $\eta$ ), ver Equação (3) [6].

$$\eta = \frac{10}{5 + \xi} \geq 0.55 \quad (3)$$

É considerado ainda um factor de importância que varia de acordo com a classe do edifício (Tabela 8).

**Tabela 8 – Classes de importância de edifícios convencionadas e respectivos factores recomendados na “*Ordinanza 3274/2003*” [24]**

<b>Classe de Importância</b>	<b>Edifícios</b>	<b>Factor de Importância (<math>\gamma_I</math>)</b>
<b>I</b>	Edifícios em que a funcionalidade durante um terramoto tem importância fundamental para a protecção civil (hospitais, postos de vigia do fogo)	1.4
<b>II</b>	Edifícios onde a resistência ao sismos é importante no ponto de vista das consequências associadas ao colapso, (escolas, teatros, etc.)	1.2
<b>III</b>	Edifícios ordinários, que não pertencem às outras categorias.	1.0

Para a análise sísmica com ductilidade controlada é possível definir as direcções segundo as quais se pretende fazer essa análise, um factor de participação transversal da parede que, permite reduzir a resistência elástica na direcção perpendicular à parede, e a dimensão máxima do edifício. Segundo as normas sísmicas italianas, considera-se na direcção perpendicular à acção sísmica uma excentricidade adicional, resultante de uma percentagem da dimensão máxima do edifício.

Na definição do tipo de edifício é possível introduzir novo ou existente. Se o edifício for novo, o coeficiente parcial de resistência do material é automaticamente ( $\gamma_M$ ) definido como 2.0, se pelo contrário o edifício for existente é necessário definir o nível de conhecimento atingido em projecto, pois o factor de parcial de segurança dependerá do nível considerado. Este nível de conhecimento refere-se aos seguintes aspectos:

- geometria – as características geométricas dos elementos estruturais;
- detalhes estruturais – a quantidade e disposição das armaduras, incluindo a passagem dos estribos e seu fecho para elementos de betão armado, as ligações

em elementos de aço e entre elementos diferentes, a estabilidade de elementos não estruturais;

- materiais - as propriedades mecânicas.

O nível de conhecimento adquirido determina o factor a aplicar às propriedades dos materiais. Na Tabela 9, apresentam-se os níveis de conhecimento existentes e respectivos factores de confiança que serão aplicados às propriedades dos materiais. O nível de conhecimento mais elevado é o LC3, ou seja, o conhecimento do projecto do edifício existente é elevado o que implica a aplicação de um factor menor em relação aos níveis em que existem dados em falta sobre o projecto do edifício existente.

**Tabela 9 – Nível de conhecimento do edifício e respectivos factores de confiança segundo a “Ordinanza 3274/2003” [24]**

<i>Nível de conhecimento</i>	<i>Factor de confiança</i>
LC1 – baixo	1.35
LC2 – médio	1.20
LC3 – elevado	1.00

### **3.1.5 Fundação e Reforço estrutural**

O programa permite definir o tipo de fundação para posteriormente na análise estrutural verificar a sua estabilidade face às acções introduzidas pela estrutura. Esta verificação não é analisada no Capítulo 4 uma vez que ultrapassa o âmbito da presente tese. Na Figura 21 apresentam-se esquemas dos diagramas de tensões instaladas no solo que não devem superar a tensão admissível do solo. A verificação local é efectuada para duas combinações, incluindo ou não a acção sísmica.

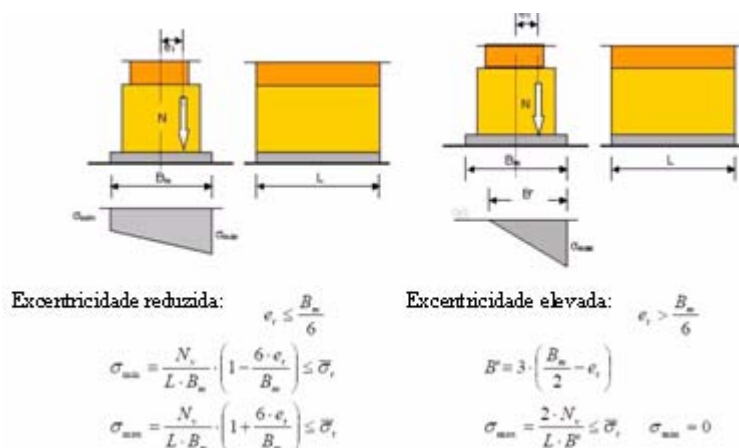


Figura 21 – Verificação da estabilidade da fundação no “Por 2000”

O programa “Por 2000” permite a introdução de diferentes tipos de reforço no edifício quer pela introdução de tirantes quer por reforço na face das paredes, através de:

- “*Iniezioni*” que consiste num melhoramento da alvenaria existente por injeção;
- “*Affiancamento murario*” que consiste na construção de paredes de reforço ligados às paredes pré-existentes;
- “*Intonaco armato*” que consiste num reboco armado;
- “*Compositi fibro-rinforzati*” que consiste no reforço da parede com *F.R.P.* – “*Fiber Reinforcement Polymers*”;
- “*Cuciture attive*” que consiste na introdução de uma acção de pré-compressão na direcção horizontal e vertical no plano da parede através de fitas de aço inox.

Para o programa considerar o efeito do tipo ou tipos de reforço adoptado(s), o utilizador deverá introduzir o aumento que o reforço induz nas características mecânicas da alvenaria ( $f_k, f_{vk}, E, G$ ).

Os tirantes são introduzidos ao nível da laje indicando os nós que definem as extremidades das paredes onde os mesmos serão ancorados.

### 3.2 “FEDRA”

O software de dimensionamento de alvenaria “*FEDRA – Masonry Design*” proveniente da Noruega foi outro dos programas seleccionados para apreciação.

### 3.2.1 Contexto normativo

O dimensionamento de estruturas de alvenaria armada, confinada ou simples é efectuado segundo as normas Europeias. Para além do módulo de dimensionamento de alvenaria estrutural segundo EC6 [30], adicionalmente permite efectuar o dimensionamento das lajes, vigas e/ou pilares segundo o EC2 [31] e coberturas tipo em madeira segundo o EC5 [32].

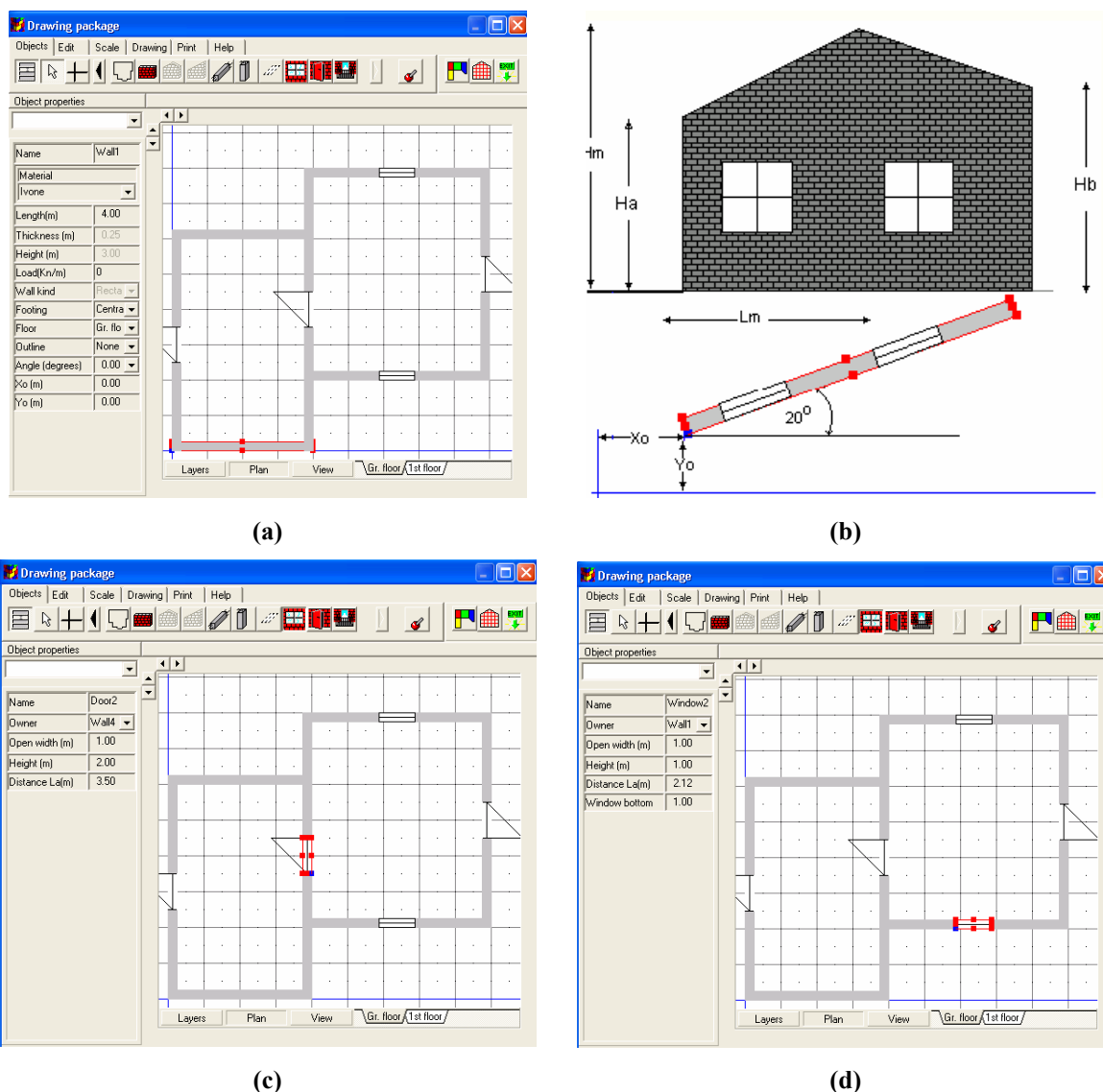
A análise do programa restringiu-se à parte do dimensionamento da estrutura de alvenaria, não aprofundando o dimensionamento dos restantes elementos estruturais, uma vez que não se encontram dentro do âmbito deste trabalho.

### 3.2.2 Definição das paredes e lajes

O programa “*FEDRA*” recorre ao Método de Elementos Finitos para o dimensionamento das paredes de alvenaria, analisando as paredes com aberturas como um único troço de parede. O número de divisões para a definição da malha de elementos finitos pode ser estabelecida pelo utilizador.

A introdução das paredes é efectuada na janela “*Drawing package*” (Figura 22(a)) e no comando “*Rectangular wall*” ou “*Wall with roof*” ou “*Trapezoid wall*” (Figura 22(b)) de acordo com o tipo de parede a introduzir, definindo o tipo de material; comprimento da parede; espessura (implícita no tipo de material seleccionado); altura(s) da parede; acção por metro linear; tipo de geometria da parede (implícito no tipo de parede introduzida); fundação centrada, excêntrica ou nenhuma; piso a que pertence a parede; ângulo em planta que a parede faz com a horizontal (em graus) e as coordenadas do nó inicial da parede que vai definir a sua posição, ver Figura 22(b).

As portas, janelas e/ou varandas, são introduzidas nos respectivos comandos da barra de ferramentas, definindo a altura, largura, posição em que se encontra na parede e no caso da janela a altura a que esta se encontra da base da parede (Figura 22(c) e Figura 22(d)).



**Figura 22 – Definição da geometria das paredes no “FEDRA”:** (a) Janela de definição da planta da estrutura; (b) Parede com geometria trapezoidal, coordenadas para a posição da parede em planta e ângulo em planta da parede com a horizontal; (c) Introdução de portas e (d) Introdução de janelas

As lajes são definidas no comando “*Topology*” (Figura 23), no qual o programa faz o reconhecimento automático da estrutura. Caso não seja conseguido dever-se-á aproximar as paredes ou aumentar a distância mínima de reconhecimento. Aqui pode-se definir a espessura da laje e o carregamento a que está submetida para além do peso próprio. O peso próprio é considerado automaticamente em função da espessura e tipo de laje (peso específico), necessariamente em betão armado.

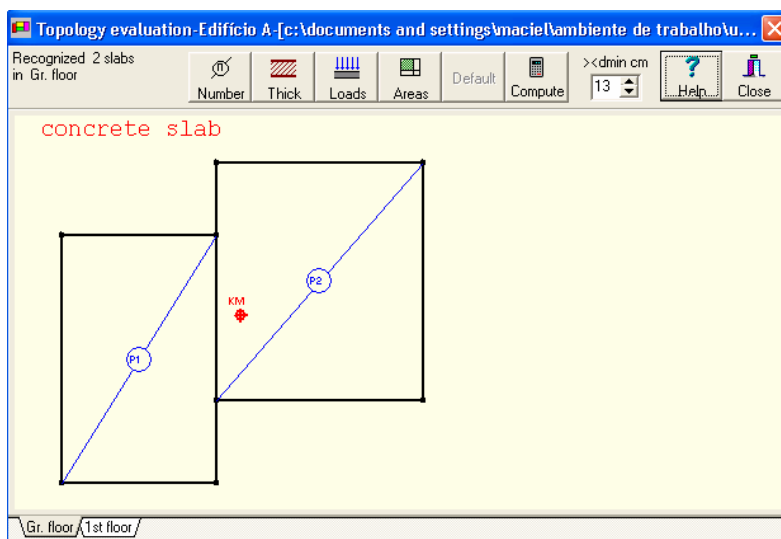


Figura 23 – Definição das lajes no “FEDRA” efectuado no comando “Topology”

Se a razão entre os lados da laje estiver compreendida entre 0.5 a 2.0, esta é armada automaticamente em duas direcções, não sendo possível definir a orientação pretendida da laje. O dimensionamento é efectuado segundo o método de Marcus [33] (Figura 24); que assume faixas unitárias nas direcções X e Y, com um determinado carregamento de forma que os valores de flecha a meio vão sejam iguais. As acções permanentes e variáveis são distribuídas nas duas direcções através de coeficientes ( $k_x$  e  $k_y$ ), que são determinados igualando o valor das flechas a meio vão.

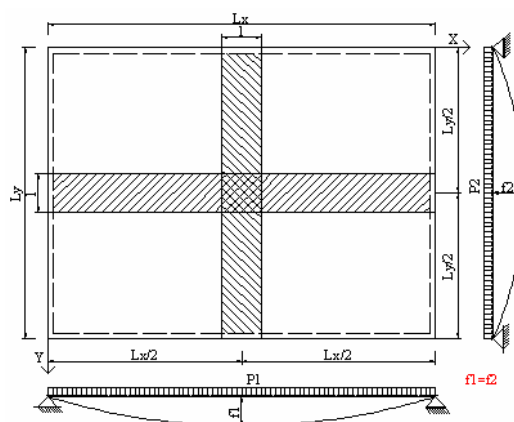


Figura 24 – Método de Marcus para o dimensionamento de lajes de betão armado



Considerando uma laje simplesmente apoiada nos quatro bordos, submetida a uma acção uniforme, o valor da flecha é obtido pela Equação (4). Através da relação entre os lados da laje, consegue-se obter uma relação entre carregamentos das duas direcções, cuja soma tem que ser igual ao total do carregamento a que a laje está submetida, obtendo-se assim os coeficientes que indicam em termos de percentagem o carregamento a adoptar em cada direcção para que a condição de deformação seja verificada.

$$f = \frac{5}{384} \frac{pl^4}{EI} \quad (4)$$

em que:

- $f$  – Flecha a meio vão no caso de uma viga simplesmente apoiada;
- $p$  – Acção uniformemente distribuída;
- $l$  – Vão da viga equivalente.

### 3.2.3 Definição das propriedades mecânicas

O programa apresenta uma lista de unidades de alvenaria com valores característicos das propriedades físicas e mecânicas que podem ser modificados para os valores pretendidos (Figura 25).

Os dados que se podem modificar nas propriedades das paredes de alvenaria são:

- Nome do material, espessura e se tem juntas verticais;
- Constante relacionada com a resistência à compressão da alvenaria ( $K$ ), resistência característica à compressão ( $f_k$ ), resistência ao corte sob compressão nula ( $f_{vk0}$ ); máximo valor de resistência característica ao corte (máx.  $f_{vk}$ ) e módulo de elasticidade ( $E$ );
- Peso específico da alvenaria e peso próprio da alvenaria por  $m^2$ ;
- Unidades de alvenaria, suas dimensões e resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria ( $f_b$ );
- Tipo de unidades de alvenaria, categoria e grupo a que pertencem e peso específico;
- Argamassa, tipo de argamassa e resistência à compressão da argamassa ( $f_m$ ).

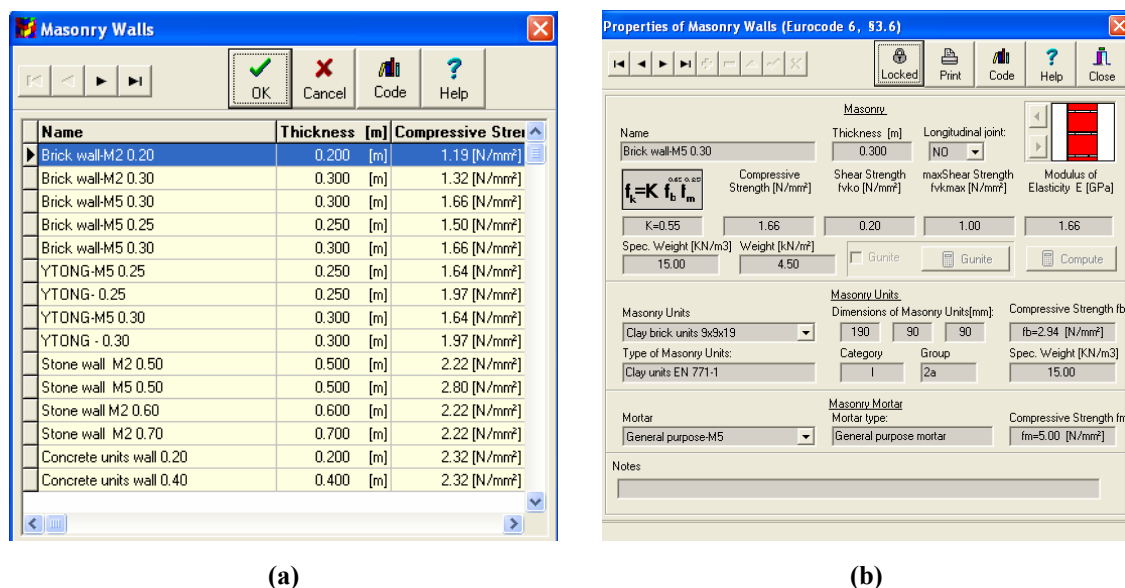


Figura 25 – Definição das propriedades mecânicas no “FEDRA”: (a) Definição do tipo de unidades de alvenaria e (b) Introdução das características físicas e mecânicas da unidades de alvenaria

### 3.2.4 Definição da acção sísmica

Na definição da acção sísmica selecciona-se a região sísmica através de um coeficiente sísmico, que permite considerar qualquer tipo de zona sísmica para o cálculo da acção sísmica. O valor de cálculo da aceleração espectral é obtido pela multiplicação do coeficiente sísmico pela acção da gravidade que, por sua vez, multiplicado pelo peso total da estrutura dá a força de corte basal [6]. Portanto este coeficiente resulta da aplicação dos espectros de resposta da aceleração sísmica para o valor estimado do período natural do edifício e para o tipo de solo local. O programa aplica as mesmas forças estáticas equivalentes em ambas as direcções, o que é uma questão discutível.

A importância do edifício pode ser definida em função da classe de importância a que pertence o edifício, ver Tabela 10.

Tabela 10 – Classes de importância de edifícios convencionadas e respectivos factores de importância de acordo com o EC8 [6]

<i>Classe de Importância</i>	<i>Edifícios</i>	<i>Factor de Importância (<math>\gamma_I</math>)</i>
<b>I</b>	Edifícios de menor importância para a segurança pública, e.g., edifícios agrícolas, etc..	0.8
<b>II</b>	Edifícios ordinários, que não pertencem a outras categorias.	1.0
<b>III</b>	Edifícios onde a resistência ao sismos é importante no ponto de vista das consequências associadas ao colapso, e.g. escolas, assembleias, instituições culturais etc..	1.2
<b>IV</b>	Edifícios cuja integridade durante sismos é de vital importância para a protecção civil, e.g. hospitais, quartel de bombeiros, centrais eléctricas, etc..	1.4

### 3.2.5 Outros parâmetros de dimensionamento

Na definição das características gerais do edifício, introduzem-se: o número de pisos subterrâneos e acima do nível do solo; a espessura das lajes; tipo de cobertura (plana ou cobertura de madeira sobre a laje); altura entre pisos; tipo de alvenaria: armada, não armada ou confinada.

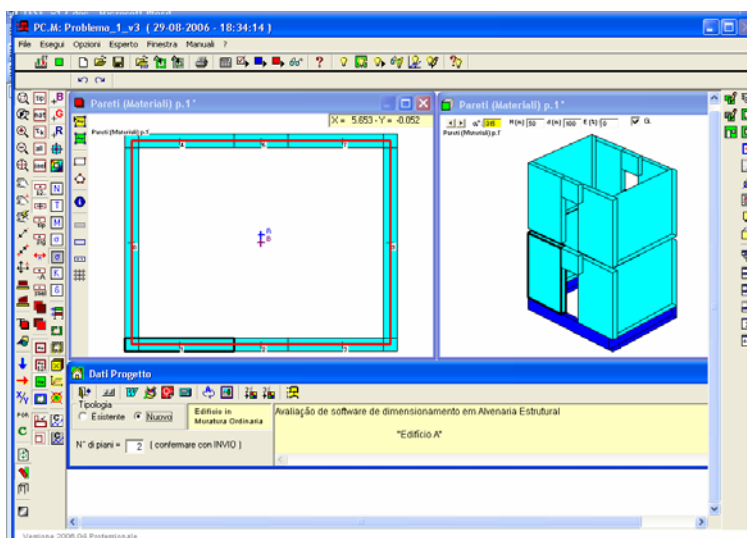
As acções sobre a estrutura são divididas em acções permanentes e acções variáveis definindo-se os respectivos coeficientes para as combinações de acções segundo o EC1 [28].

As características da cobertura em madeira também podem ser definidas para posterior dimensionamento.

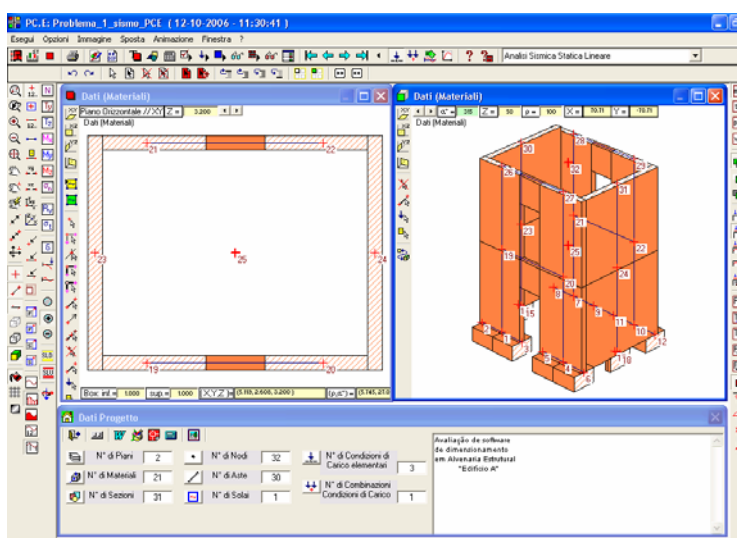
A consideração de alvenaria armada ou confinada é efectuada através de um aumento na resistência ao corte da alvenaria, efectuando-se as mesmas verificações no caso de alvenaria não armada. Neste caso, é necessário definir o tipo de betão e de armaduras utilizadas.

### 3.3 “AEDES – PC.M”

O programa “*AEDES – Sistema di Analisi Strutturale per Edifici Esistenti*” apresenta duas versões para o dimensionamento de edifícios em alvenaria existentes e novos: “*PC.M*” – “*Progettazione di Costruzioni in Muratura*”; “*PC.E*” – “*Programma per il Calcolo agli Elementi Finiti*”, ver Figura 26. Estas versões são significativamente distintas pelo que serão tratadas separadamente.



(a)



(b)

Figura 26 – “AEDES” ambiente gráfico: (a) “PC.M” e (b) “PC.E”

### 3.3.1 Contexto normativo

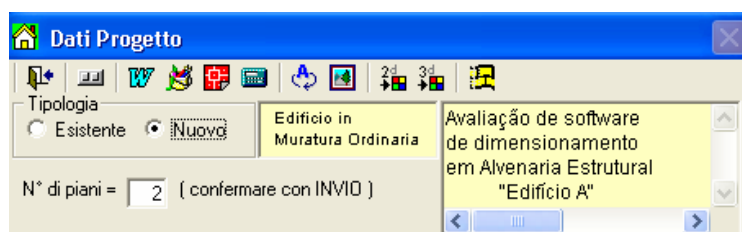
O contexto normativo, no programa “*AEDES-PC.M*”, é o das normas italianas, ver secção 3.1.1, sendo que no caso da acção sísmica para edifícios novos se adopte o D.M.’96 e respectivas verificações pelo D.M.’87. Para uma análise de desempenho da estrutura à acção sísmica (embora este tipo de análise é mais frequente para edifícios existentes) a norma sísmica aplicada é a Circular nº 21745 [29].

### 3.3.2 Definição das paredes e lajes

A introdução dos dados do problema, inicia-se através da janela “*Dati Progetto*”, onde se define o tipo de edifício a dimensionar, isto é, se corresponde a um edifício novo ou existente e o respectivo número de pisos, ver Figura 29(a). Para cada piso do edifício a analisar, define-se as suas características através no quadro apresentado na Figura 29(b):

- Número de paredes;
- Número de lajes;
- Altura do piso;
- Espessura da laje apoiada nas paredes pertencentes ao piso;
- Comportamento da laje: infinitamente rígida no seu plano ou flexível;
- No caso de laje infinitamente rígida no seu plano, seleccionar método de comportamento para verificação ao corte (Método *Por*; Método *Por Flex*; Método *VeT* = Método simplificado)
- Flexão composta – se activar esta célula o programa efectuará a verificação de segurança às acções no plano;
- Se existem acções actuantes devido a acção do vento segundo as direcções X e Y;
- Cargas permanentes e acidentais que podem ser definidas independentemente do cálculo automático efectuado pelo programa.
- Coeficiente de redução da acção acidental para o cálculo do peso sísmico;
- Força sísmica que pode ser introduzida ou calculada automaticamente pelo programa (“*F def.*”);

- Dimensões máximas e mínimas para o cálculo de eventuais efeitos torsores se  $D/B > 2.5$ .



(a)

N°	N° pareti	N° solai	H piano (m)	Hsol (cm)	Piano Rigido	Circ. n°21745 del 30.7.1981: metodo a Taglio (se Piano Rigido)	PressoFless. Complanare
Fo	4	1	0.20	0	-	-	-
1	9	2	2.80	20	✓	Por	✓
2	9	2	2.80	20	✓	Por	✓

Vento in dir. X	Vento in dir. Y	G (kg)	G def. (kg)	Q (kg)	Q def. (kg)	Riduz. «s»	F sism. (kg)	F def. (kg)	D (max) (m)	D def. (m)	B (min) (m)	B def. (m)
-	-	0	17818	0	0	0.00	-	-	-	-	-	-
■	■	0	0	0	0	0.00	0	158111	5.00	5.00	4.00	4.00
■	■	0	0	0	0	0.00	0	158081	5.00	5.00	4.00	4.00

(b)

**Figura 27 – Definição da estrutura no “AEDES-PC.M”: (a) Dados do Projecto e (b) Características de cada piso**

As paredes são definidas em “*Dati Pareti*” para o respectivo piso, ver Figura 28(a). A parede pode ser definida como função resistente (“*Portante*”) do ponto de vista estático, quando resiste apenas à carga vertical ou de contraventamento (“*Controvento*”) quando contribui para resistir às acções horizontais, nomeadamente à acção sísmica. A tipologia depende do material, como as seguintes opções existentes:

- Parede em alvenaria (“*maschio murario*”);
- Pilar em aço;
- Pilar consolidado regular de 4 ângulos;
- Septo em betão armado;
- Pilar em betão armado;
- Trave em alvenaria (parede acima da padieira das aberturas);
- Parede em alvenaria constituindo a parte debaixo da janela (subjanela);

- Trave;
- Parede em alvenaria armada.

Os significados das restantes características a serem introduzidas na tabela respectiva às paredes são:

- Numeração das paredes;
- Numeração dos alinhamentos, identificando todas as paredes pertencentes ao mesmo alinhamento com a mesma designação;
- Se a parede é fundada ou não no terreno;
- Número de vértices da parede e introdução das respectivas coordenadas;
- O comprimento da parede segundo as duas direcções principais (X e Y) assim como as coordenadas do centro de gravidade de cada parede são automaticamente determinadas pelo programa;
- Ângulo com que a parede faz com o alinhamento anteriormente definido;
- Altura a que se encontra a base da parede (diferente de zero em zonas de aberturas);
- Altura de cálculo para a verificação às acções no plano;
- Tipo material que constitui a parede e respectivas características definidas em “*Tabella Materiali*”;
- Rigidez da parede à translação horizontal;
- Momento flector na secção intermédia da parede, para a verificação à flexão composta por acção de forças actuando paralelamente ao plano da parede;
- Distância entre paredes ortogonais à parede considerada;
- Impulso de terras;
- Carga permanente concentrada no topo da parede;
- Sobrecarga concentrada no topo da parede;
- Coeficiente de redução da sobrecarga;
- Excentricidade correspondente às cargas concentradas;
- Carga permanente distribuída por metro linear no topo da parede;
- Sobrecarga distribuída por metro linear no topo da parede;
- Coeficiente de redução da sobrecarga;
- Excentricidade correspondente às cargas distribuídas;
- Carga permanente de superfície;

- Excentricidade correspondente à carga de superfície;
- Força permanente horizontal no topo da parede na direcção ortogonal ao plano da parede;
- Força accidental horizontal no topo da parede na direcção ortogonal ao plano da parede;
- “Setto” – considera-se que a parede é contínua em toda a altura do edificio, isto é, da fundação ao topo, se activar esta célula a parede é submetida à verificação ao derrubamento e a altura da parede para a determinação do momento na verificação à segurança às acções no plano não será a altura entre pisos;
- O tipo de ligação da laje à parede;
- Acção estabilizadora de atirantamento;
- Tensão vertical directamente especificada que substitui qualquer outra determinação do esforço normal na parede.

Dati Pareti p.1* (9)														
N°	Dis.	Portante	Contro-vento	Tipologia	Sigla	Allineamento	Fondaz.	N° vert.	Coord. vert.	Lx (m)	Ly (m)	Xg (m)	Yg (m)	Angolo (°)
1	▶	✓	✓	M	1X	1X	✓	4	[XY]	2.00	0.25	1.000	0.125	0
2	▶	✓	✓	S1/3	2X	1X	✓	4	[XY]	1.00	0.25	2.500	0.125	0
3	▶	✓	✓	M	3X	1X	✓	4	[XY]	2.00	0.25	4.000	0.125	0
4	▶	✓	✓	M	4X	2X	✓	4	[XY]	2.00	0.25	1.000	3.875	0
5	▶	✓	✓	F4/7	5X	2X	✓	4	[XY]	1.00	0.25	2.500	3.875	0
6	▶	✓	✓	S4/7	6X	2X	✓	4	[XY]	1.00	0.25	2.500	3.875	0
7	▶	✓	✓	M	7X	2X	✓	4	[XY]	2.00	0.25	4.000	3.875	0
8	▶	✓	✓	M	1Y	1Y	✓	4	[XY]	0.25	4.00	0.125	2.000	0
9	▶	✓	✓	M	2Y	2Y	✓	4	[XY]	0.25	4.00	4.875	2.000	0
N°		H base (m)	H calc (m)	Tipo Mat.	f <sub>bk</sub> (kg/cm²)	f' <sub>bk</sub> (kg/cm²)	M <sub>u</sub>	f <sub>yk</sub> (kg/cm²)	f <sub>yk0</sub> (kg/cm²)	E (kg/cm²)	G (kg/cm²)	D <sub>ut</sub>	Peso proprio (kg/m²) [ per trav. kg/m ]	
1	▶	0.00	2.80	6	80	20	2	50	1.5	50000	20000	2.0	2000	
2	▶	2.00	0.80	6	80	20	2	50	1.5	50000	20000	2.0	2000	
3	▶	0.00	2.80	6	80	20	2	50	1.5	50000	20000	2.0	2000	
4	▶	0.00	2.80	6	80	20	2	50	1.5	50000	20000	2.0	2000	
5	▶	0.00	1.00	6	80	20	2	50	1.5	50000	20000	2.0	2000	
6	▶	2.00	0.85	6	90	90	2	50	2.0	50000	20000	2.0	2000	
7	▶	0.00	2.35	6	90	90	2	50	2.0	50000	20000	2.0	2000	
8	▶	0.00	2.80	6	90	20	2	50	1.5	50000	20000	2.0	2000	
9	▶	0.00	2.80	6	90	90	2	50	2.0	50000	20000	2.0	2000	
N°		V.fless. x/EJ (p)	Az. Ort. qf/z (x)	Interasse irrigid. (m)	Spinta terr.	G conc. (kg)	Q conc. (kg)	«s» conc.	Ecc. conc. (cm)	G distr. (kg/ml)	Q distr. (kg/ml)	«s» distr.	Ecc. distr. (cm)	
1	▶	12.0	8.0	0.00	0	0	0	0.00	0.0	0	0	0.00	0.0	
2	▶	12.0	8.0	0.00	0	0	0	0.00	0.0	0	0	0.00	0.0	
3	▶	12.0	8.0	0.00	0	0	0	0.00	0.0	0	0	0.00	0.0	
4	▶	12.0	8.0	0.00	0	0	0	0.00	0.0	0	0	0.00	0.0	
5	▶	12.0	8.0	0.00	0	0	0	0.00	0.0	0	0	0.00	0.0	
6	▶	12.0	8.0	0.00	0	0	0	0.00	0.0	0	0	0.00	0.0	
7	▶	12.0	8.0	0.00	0	0	0	0.00	0.0	0	0	0.00	0.0	
8	▶	12.0	8.0	0.00	0	0	0	0.00	0.0	0	0	0.00	0.0	
9	▶	12.0	8.0	0.00	0	0	0	0.00	0.0	0	0	0.00	0.0	
N°		G sup. (kg/m²)	Ecc. sup. (cm)	Fperm. distr. (kg/ml)	Facc. distr. (kg/ml)	Setto	Vincolam. efficace	Tiro (kg/ml)	sigma.0 (kg/cm²)					
1	▶	0	0.0	0	0	0	✓	0	0.0					
2	▶	0	0.0	0	0	0	✓	0	0.0					
3	▶	0	0.0	0	0	0	✓	0	0.0					
4	▶	0	0.0	0	0	0	✓	0	0.0					
5	▶	0	0.0	0	0	0	✓	0	0.0					
6	▶	0	0.0	0	0	0	✓	0	0.0					
7	▶	0	0.0	0	0	0	✓	0	0.0					
8	▶	0	0.0	0	0	0	✓	0	0.0					
9	▶	0	0.0	0	0	0	✓	0	0.0					

Figura 28 – Definição das paredes no “AEDES-PC.M”

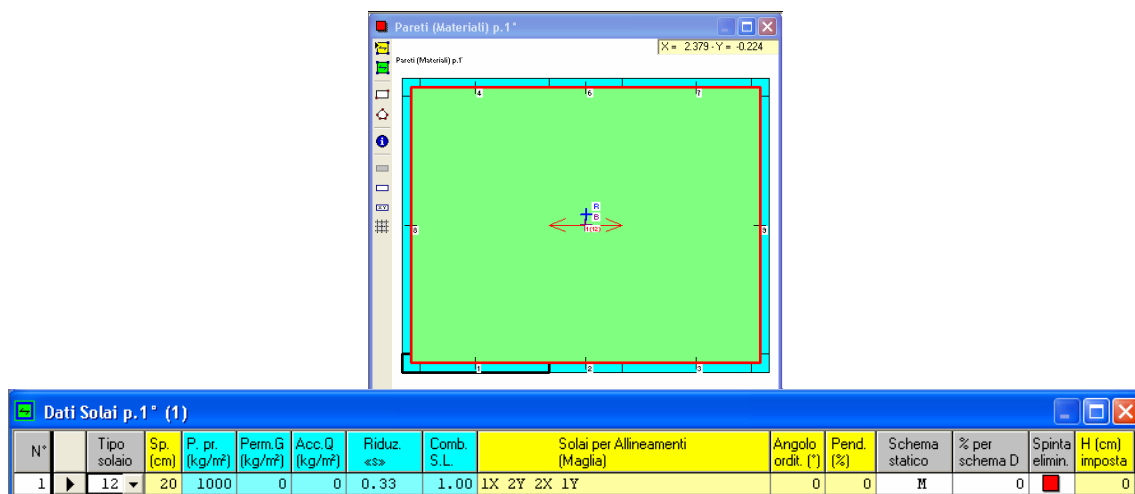


A introdução das lajes (Figura 29(a)) é realizada através da janela gráfica “*Dati Solai*”, para cada piso. Os dados a introduzir são:

- Tipo de laje – seleccionando-se um tipo de laje pré-definido em “*Tabella Solai*”;
- Espessura;
- Peso próprio;
- Acção permanente – outra acção de carácter permanente para além do peso próprio;
- Sobrecarga;
- Coeficiente de redução da sobrecarga;
- Coeficiente de combinação da sobrecarga para a verificação aos Estados Limites (ponto B.8.2. D.M. '96 [25]);

*Nota:* A definição dos parâmetros anteriores não era necessária pois são intrínsecos ao tipo de laje seleccionada, isto é, são definidos em “*Tabella Solai*” (Figura 29(b)).

- Os alinhamentos que definem a geometria da laje;
- Ângulo de orientação da laje em planta;
- Inclinação da laje;
- Esquema estático: laje armada numa direcção ou em duas direcções, abóbada de aresta ou abóbada de berço;
- Percentagem de carga vertical da laje que vai ser suportada pelas paredes com direcção paralela à orientação da laje;
- Impulso, se existente;
- Altura da abóbada, se existente.



(a)

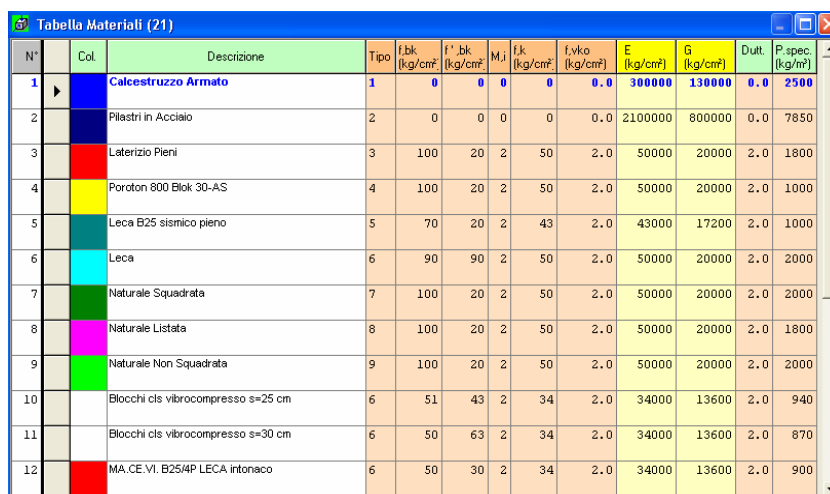
N°	Descrizione	Spesa (cm)	P. pr. (kg/m²)	Perm.G (kg/m²)	Acc.Q (kg/m²)	Riduz. «s»	Comb. S.L.	H (cm) imposta
1	Solaio di interpiano	0	1000	0	0	0.00	1.00	0
2	Copertura in legno	0	90	100	100	0.33	1.00	0
3	Solaio di interpiano in acciaio	0	150	150	200	0.33	1.00	0
4	Solaio di interpiano in latero cemento	0	200	150	200	0.33	1.00	0
5	Scala	0	150	300	400	1.00	1.00	0
6	Solaio in laterocemento	20	1000	0	0	0.33	1.00	0
7	Solaio in legno	0	0	250	200	0.33	1.00	0
8	Copertura in legno	0	0	230	140	0.33	1.00	0
9	Solaio in legno e laterizio	0	0	200	200	0.33	1.00	0
10	Solaio in legno e soletta c.a.	0	0	300	200	0.33	1.00	0
11	Copertura in legno	0	0	300	100	0.33	1.00	0
12	Solaio in laterocemento H 20cm	20	1000	0	0	0.33	1.00	0
13	Scale	0	0	500	400	1.00	1.00	0
14	Solaio sottotetto + copertura	0	0	700	300	0.33	1.00	0
15	Solaio H 20 cm. (16+4)	0	0	440	200	0.33	1.00	0
16	Solaio H 16 cm. (12+4)	0	0	410	200	0.33	1.00	0
17	Solaio sottotetto + copertura	0	0	510	300	0.33	1.00	0
18	Solaio zona solo piano semint.	0	0	350	400	0.50	1.00	0
19	Solaio interno	0	0	500	500	0.50	1.00	0
20	Copertura Stato Attuale	0	0	250	100	0.50	1.00	0
21	Solaio in legno e laterizio	0	0	360	200	0.33	1.00	0
22	Copertura in legno	0	0	250	115	0.33	1.00	0

(b)

Figura 29 – Definição das lajes “AEDES-PC.M”: (a) Introdução das lajes e (b) Tipo de lajes e suas características

### 3.3.3 Definição das propriedades mecânicas

Para a definição do material constituinte da parede, são introduzidas as respectivas características na “*Tabella Materiali*” (Figura 30), sendo estas: resistência à compressão do elemento na direcção da carga vertical ( $f_{vk}$ ); resistência à compressão do elemento na direcção ortogonal à direcção da carga vertical e no plano da parede ( $f_{hk}$ ); tipo de argamassa ( $M_i$ ); resistência característica à compressão da parede ( $f_k$ ); resistência característica ao corte em ausência de carga vertical ( $f_{vk0}$ ); Módulo de Young ( $E$ ); ductilidade ( $\mu$ ); e peso específico ( $\gamma$ ).



N°	Col.	Descrizione	Tipo	f <sub>bk</sub> (kg/cm²)	f <sub>bk</sub> (kg/cm²)	M <sub>j</sub>	f <sub>jk</sub> (kg/cm²)	f <sub>vko</sub> (kg/cm²)	E (kg/cm²)	G (kg/cm²)	Dutt. (kg/m²)	P.spec. (kg/m²)
1		Calcestruzzo Armato	1	0	0	0	0	0.0	300000	130000	0.0	2500
2		Pilastri in Acciaio	2	0	0	0	0	0.0	2100000	800000	0.0	7850
3		Laterizio Pieni	3	100	20	2	50	2.0	50000	20000	2.0	1800
4		Poroton 800 Blok 30-AS	4	100	20	2	50	2.0	50000	20000	2.0	1000
5		Leca B25 sismico pieno	5	70	20	2	43	2.0	43000	17200	2.0	1000
6		Leca	6	90	90	2	50	2.0	50000	20000	2.0	2000
7		Naturale Squadrata	7	100	20	2	50	2.0	50000	20000	2.0	2000
8		Naturale Listata	8	100	20	2	50	2.0	50000	20000	2.0	1800
9		Naturale Non Squadrata	9	100	20	2	50	2.0	50000	20000	2.0	2000
10		Blocchi cls vibrocompresso s=25 cm	6	51	43	2	34	2.0	34000	13600	2.0	940
11		Blocchi cls vibrocompresso s=30 cm	6	50	63	2	34	2.0	34000	13600	2.0	870
12		MA.CE.VI. B25/4P LECA intonaco	6	50	30	2	34	2.0	34000	13600	2.0	900

Figura 30 – Definição das propriedades mecânicas no “AEDES-PC.M”

### 3.3.4 Definição das acções estáticas e sísmicas

Após a modelação da estrutura, é necessário definir os parâmetros de cálculo para efectuar as análises, estática e sísmica, estes parâmetros são sintetizados numa tabela. Para a análise estática (Figura 31) é necessário definir o esquema estático para análise da fundação, isto é, se se considera isolada, ou seja se as paredes transmitem a sua carga à fundação independentemente umas das outras, ou colaborante com a respectiva laje de fundação. É também necessário definir:

- Se as cargas introduzidas em “Dati Piani” são para substituir ou adicionar às que irão ser determinadas automaticamente pelo programa devido ao peso próprio dos materiais;
- O coeficiente de segurança para a determinação da tensão de compressão admissível na verificação da tensão média de compressão;
- O valor da acção do vento em termos de pressão e sucção.

No caso de edificios existentes podem ser desprezadas as verificações à compressão devido às cargas verticais, verificação à flexão composta e ao corte devido às acções horizontais do vento segundo a D.M.’87, mas são obrigatórias no caso de edificios novos, o que implica assinalar a respectiva célula.

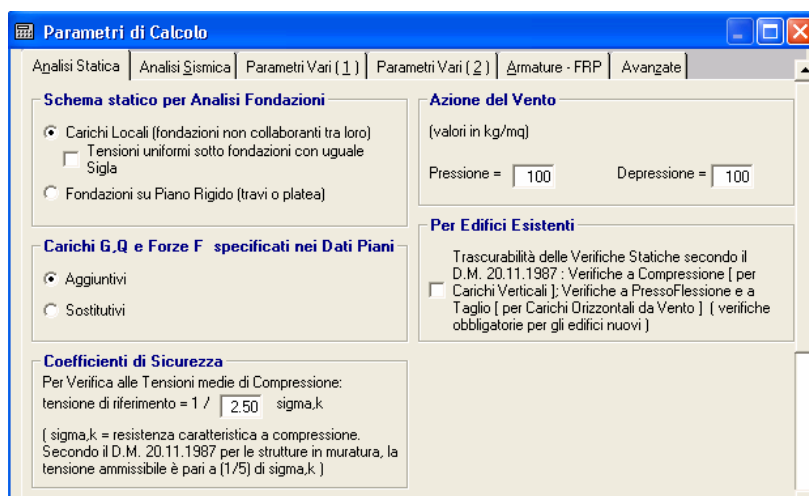


Figura 31 – Introdução dos parâmetros para a análise estática no “AEDES-PC.M”

Na mesma tabela, no separador correspondente à análise sísmica (Figura 32) selecciona-se a norma para a verificação sísmica D.M.'87 [11] ou Circular nº 21745 [29], e definem-se os seguintes parâmetros:

- Categoria sísmica ( $S$ ) de acordo com a classificação sísmica do local;
- Coeficiente sísmico de referência ( $C_{rif} = (S-2)/100$ );
- Coeficiente de segurança para a adequação à acção sísmica ( $C_{sic}$ );
- Coeficiente de resposta ( $R$ );
- Coeficiente de fundação ou de amplificação do sitio ( $S$ );
- Coeficiente da estrutura;
- Coeficiente de protecção;
- Coeficiente sísmico para o cálculo da força resultante devido ao sismo, que é determinado automaticamente com os valores dos parâmetros acima indicados;
- Cota de referência para o cálculo do coeficiente de distribuição da força de piso;
- O esquema de distribuição da massa para cada piso;
- Secção de controlo de deslocamentos na verificação ao corte;
- Método de verificação sísmica, no caso de optar-se pela Circular nº 21745;
- Direcção da análise sísmica e número de passos, i.e., número de direcções segundo a qual a acção sísmica actua até perfazer o ângulo da direcção inicialmente introduzida para obter a envolvente de resistência.

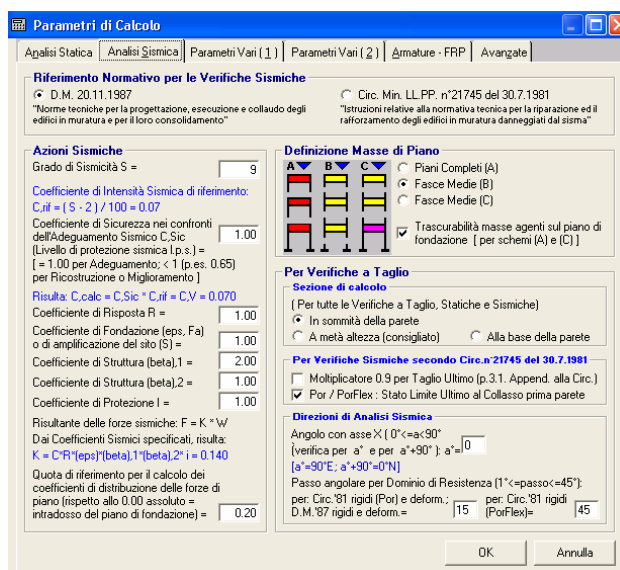


Figura 32 – Introdução dos parâmetros para a análise sísmica no “AEDES-PC.M”

Segundo a Circular nº 21745 [29], a parede é considerada resistente à tracção (normalmente  $\sigma_t = \tau_k$ ) portanto a verificação local é efectuada admitindo a secção completamente resistente. A formulação da resistência última ao corte, adoptada, é obtida pelo critério de Turnsek-Cacovic [36], ver Equação (5).

$$\tau_{ult.} = \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_0 + \sigma_{pv} + \sigma_{po}}{1.5\tau_k} + \frac{(\sigma_0 + \sigma_{pv})\sigma_{po}}{2.25\tau_k^2}} \quad (5)$$

em que:

- $\tau_k$  – Tensão característica de corte da alvenaria;
- $\sigma_0$  – Tensão vertical devido ao esforço normal a que a parede está submetida;
- $\sigma_{po}$  – Tensão de pré-compressão horizontal;
- $\sigma_{pv}$  – Tensão de pré-compressão vertical.

Segundo o D.M.'87 [11], considera-se a excentricidade estrutural e os efeitos de segunda ordem devidos à esbelteza, a formulação para determinação da resistência ao corte adoptada é a do critério de Coulomb. Na Figura 33, são apresentadas as restantes tabelas a preencher com vários dados também necessários ao dimensionamento estrutural.

Relativamente à tabela apresentada na Figura 33(a), selecciona-se o sistema de unidades, que neste caso não pode ser alterado para as unidades do sistema internacional ( $N, m$ ). Define-se o estado do edifício, ou seja, se existente ou novo. Define-se a eventual consideração ou não do contributo da rigidez transversal das paredes, i.e., as paredes na direcção X apresentam rigidez não nula quando uma acção horizontal actua na direcção Y. Normalmente o valor da rigidez transversal é desprezado, uma vez que é muito pequeno. Define-se se a parede é parcializada, i.e., se toda a secção transversal da parede contribui para a resistência ao corte ou apenas a zona que se encontra em compressão desprezando a restante zona submetida à tracção. No caso de alvenaria armada considera-se que a armadura absorve os esforços de tracção, entrando no cálculo da resistência ao corte a área total da secção transversal da parede. É necessário ainda indicar para a verificação à compressão e verificação sísmica à flexão composta devido a acções ortogonais o esquema de apoio da parede.

No caso de acções a actuar no plano da parede para a verificação sísmica à flexão composta deve-se, novamente, definir a consideração ou não da secção da parede submetida a tracções no cálculo da capacidade resistente ao corte. A verificação quer estática quer sísmica à flexão composta para o caso de paredes não esbeltas pode ser desprezada. A razão altura/base da parede para submetê-la às verificações pode ser definida pelo utilizador.

Na Figura 33(b) apresenta-se mais um separador da tabela que contém mais parâmetros necessários para o dimensionamento, onde se define entre outros as dimensões do rectângulo circunscrito à planta do primeiro piso do edifício e eventuais reentrâncias (segundo a direcções Y -  $b_1$  e X -  $b_2$ , ver Figura 34); a fórmula para a determinação do peso médio por unidade de área coberta do piso (necessário para o cálculo de  $C_{conv.}$ , ver [36]); e as características geotécnicas e geométricas do terreno de fundação.

**Parametri di Calcolo**

Analisi Statica | Analisi Sismica | **Parametri Vari (1)** | Parametri Vari (2) | Armature - FRP | Avanzate

**Sistema di Unità di misura**

☐ Sistema Internazionale (N, m)

☒ Sistema Tecnico (kgf, m)

**Stato dell'edificio esistente**

☒ Stato di fatto (Attuale, o Iniziale) (edifici esistenti), oppure: unico Stato analizzato (ad es.: edifici nuovi)

☐ Stato modificato (di Progetto, o Finale) (edifici esistenti), Nome del file dell'edificio allo Stato Iniziale (con il quale si confrontano i risultati del calcolo):

**Per Azioni Orizzontali**

☒ Contributo Rigidezza Trasversale

☐ Contributo Elementi in C.a.-Acciaio

☐ Assemblaggio pareti con uguali Sigla, Allineamento

☐ Mensola Accoppiata (Statica-Vento D.M. 20.11.1987; Sismica: Muratura Armata, Pannelli Portanti)

**Per Verif. a Taglio: D.M. 20.11.1987; Mur. Armata**

Prescindere dalla Parzializzazione:

☐ In nessun caso

☒ Sulle pareti scariche (N=0 in sommità)

☐ Su tutte le pareti

**Per Azioni Ortogonali**

Verifiche a Compressione secondo D.M. 20.11.1987 e Verifiche Sismiche a Pressoflessione per Azioni Ortogonali: Per le pareti vincolate ai piani, verificate sull'altezza di interpiano.

☒ Eseguire le verifiche solo nelle sezioni di Mezzeria (non in Sommità e alla Base)

[ per la Mezzeria, si usa sempre il denominatore specificato per ogni singola parete nei Dati Pareti ]

☐ Schematizzazione a Piastra (vincolamento sup. e inf., e appoggi laterali ai muri di ingiungimento trasversali)

**Verifiche Sismiche a Pressoflessione su:**

☒ Pareti non appartenenti a Setti (h = interpiano)

☒ Pareti appartenenti a Setti (h = interpiano)

☐ Setti (verifica a 'trave continua' con appoggi in corrispondenza dei piani con vincoli efficaci)

**Per Azioni Complanari**

Per Verifiche Sismiche a Pressoflessione per Azioni Complanari, secondo Cir. n° 21745 del 30.7.1981, considerare la muratura:

☐ Interamente Reagente a Trazione e a Compressione

☒ Parzializzata, con zona Reagente a Trazione fino al limite di resistenza a trazione

Per le Verifiche Statiche e Sismiche, è possibile limitare l'analisi del comportamento a Pressoflessione al caso di pareti snelle [ secondo Tassio, quando:  $(h/b) > 2$  ]:

☒ Sottoporre a Verifica solo le pareti snelle, aventi rapporto  $(h/b)$  superiore a:

OK Annulla

(a)

**Parametri di Calcolo**

Analisi Statica | Analisi Sismica | Parametri Vari (1) | **Parametri Vari (2)** | Armature - FRP | Avanzate

**Taglianti Sismici per Fondazioni su Piani Sfalsati**

Il Tagliante di piano viene calcolato con riferimento:

☒ Alle Forze dei piani sovrastanti, corrispondenti - piano per piano - alle masse non fondate

☐ Al Tagliante del piano sovrastante, corrispondente alla massa non fondata del piano sovrastante

**Per Verifiche a Ribaltamento**

Le azioni dei tiranti in sommità alle pareti verranno sempre computate nel calcolo. Per quanto riguarda le forze orizzontali concentrate di tipo sismico dovute al carico del solaio, esse potranno essere considerate nulle nel caso di vincoli efficaci.

☐ Annullare la forza sismica concentrata in sommità alla parete (prodotta dal carico di solaio) nel caso di presenza di vincolamento efficace

**Applicabilità del Metodo VeT**

( par. 4.3., pp. 28-31: 'Criteri di Calcolo - Prov. PG - S.S.N.' )

Per la valutazione delle condizioni di applicabilità della Verifica Sismica Semplificata (= Metodo VeT), con riferimento al Piano 1:

Rettangolo circoscritto alla pianta dell'edificio:

Dimensioni: X (m) =  Y (m) =

Scostamento dalla forma rettangolare lungo le direzioni: Y (b1), e: X (b2):

b1 (m) =  b2 (m) =

Impostazione automatica di X, Y (= dimensioni Piano 1)

**Soglia di Vulnerabilità: C convenzionale**

Valore C di riferimento per il Coefficiente di Resistenza Convenzionale (Vulnerabilità) [si assume: C=0.14 per zona sismica classificata con S=9, C=0.08 per zone non classificate] =

☒ Calcolo con:  $q = [(A_x + A_y) \cdot h \cdot p_m] / A + p_s$

☐ Calcolo con: q 'mediato', corrispondente alla formulazione esatta del metodo (per tenere conto della reale distribuzione delle masse lungo l'altezza dell'edificio)

☐ Trascurare il contributo delle pareti snelle, aventi cioè un rapporto  $(H/L) > 3$  [riferimento Normativo: D.M. 16.1.1996, par. C.5.2., punto I]: calcolo percentuale di muratura sismicamente resistente]

**Terreno e Fondazioni**

**Caratteristiche geotecniche**

Capacità portante  $q_{lim}$  (kg/cmq) =

Angolo di attrito interno (°) =

Coesione (kg/cmq) =  Peso Specifico (t/mc) =

**Caratteristiche geometriche**

Quota piano di campagna (estradosso del terreno) rispetto allo 0.00 di riferimento dell'edificio (intradosso delle fondazioni) (m) =

☐ Considerare anche le Verifiche Sismiche in Fondazione per il calcolo del C<sub>max</sub> (= Coefficiente Sismico massimo) sostenibile dall'edificio

OK Annulla

(b)

Figura 33 – Definição dos parâmetros para o dimensionamento estrutural no “AEDES-PC.M”

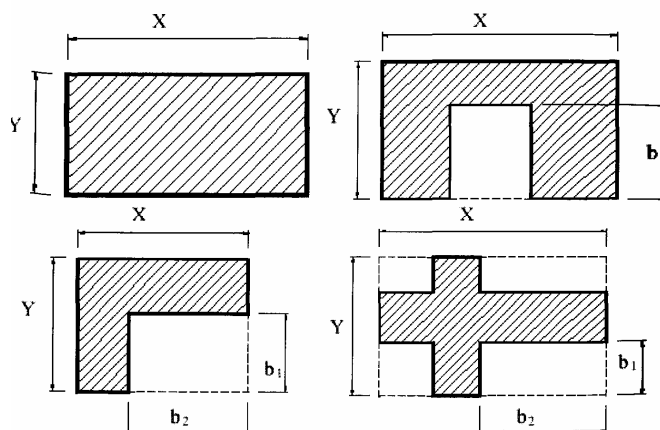


Figura 34 – Configuração em planta para a verificação das condições impostas pelo Método simplificado para a verificação sísmica [36]

### 3.3.5 Características da fundação e reforço estrutural

As características da fundação são definidas em tabela própria para o efeito definindo os respectivos parâmetros já referenciados anteriormente.

O reforço estrutural poderá ser efectuado através de armaduras em aço ou através de laminados de *F.R.P.*.

## 3.4 “AEDES – PC.E”

### 3.4.1 Contexto normativo

Na versão “PC.E” as análises sísmicas são efectuados com base na norma “**Ordinanza 3274/2003**” [24], com referência aos estados limites de dano e último.

### 3.5.1 Descrição geral

A norma sísmica “**Ordinanza 3274/2003**” [24] permite uma análise mais precisa da estabilidade da estrutura, uma vez que considera a globalidade do edifício, neste caso,

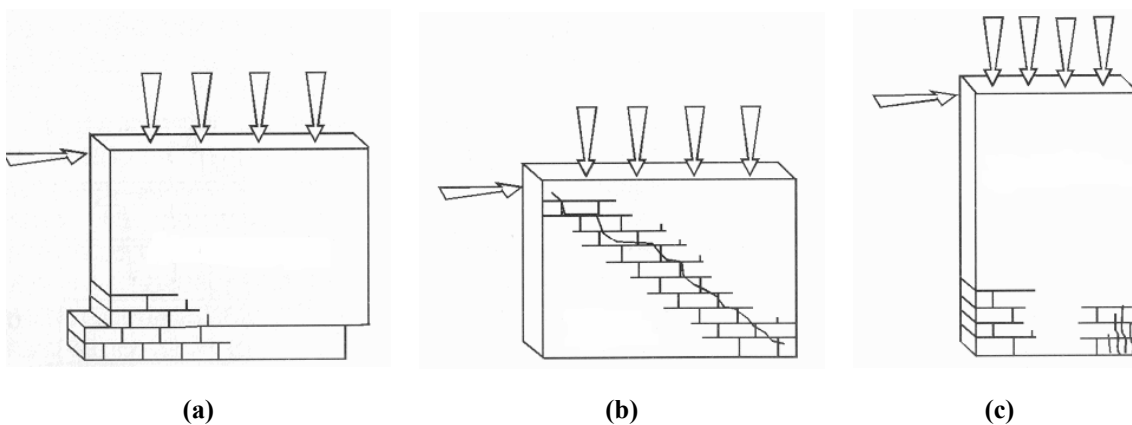


através de um modelo de elementos finitos. O modelo gerado pelo programa recorre a pórticos equivalentes, no qual os “pilares” (barras verticais) são os troços contínuos das paredes resistentes e as “vigas” (barras horizontais) representam as zonas de parede acima e abaixo das aberturas. A intersecção entre elementos verticais e horizontais pode ser considerada infinitamente rígida.

O programa permite efectuar as análises linear, não linear, estática e dinâmica. Para a análise não linear, considera-se o comportamento elástico-plástico da estrutura. Quando uma secção atinge o momento de rotura por flexão composta forma-se uma rótula plástica. Quando numa secção se atinge a máxima resistência ao corte ocorrem deformações plásticas por corte limitadas a uma deformação máxima angular.

A análise não linear, “*pushover*” pode ser considerada como uma evolução mais precisa da análise pelo Método *Por* [35], pois avalia-se o comportamento global do edifício em vez de uma avaliação de piso a piso e considera-se, para além da rotura por corte por fendilhação diagonal, a rotura por flexão composta e corte por deslizamento, ver Figura 35.

No modelo tridimensional, se os diafragmas horizontais forem suficientes rígidos, os graus de liberdade por piso podem ser reduzido a 3 (2 translações – horizontal e vertical e 1 rotação segundo o eixo vertical), onde a massa e inércia rotacional se concentram no centro de gravidade do piso. Contudo o método de cálculo deverá também consentir a imposição da laje deformável (hipótese mais realista em inúmeros edifícios de alvenaria) o que implica um maior número de graus de liberdade.



**Figura 35 – Mecanismos de rotura de uma parede em alvenaria: (a) Corte por deslizamento; (b) Corte por fendilhação diagonal e (c) Flexão [36]**

O programa permite a exportação do modelo gerado na versão “PC.M” para a versão “PC.E”, através de “Parametri di Esportazione 2D (3D) verso PC.E”. Os parâmetros a definir, ver Figura 36, são:

- Zona sísmica (zona 1, 2, 3 ou zona 4);
- Ligação rígida – com a exportação do modelo para o “PC.E” ocorre uma criação automática de elementos de viga representativos dos elementos estruturais definidos no “PC.M” cuja ligação entre os elementos deve ser definida como rígida;
- Criação de uma viga de fundação em alvenaria, do tipo das paredes superiores ou em betão armado;
- “Shear-type” – ao seleccionar esta opção consideram-se nulas as rotações segundo os eixos horizontais X e Y no modelo 3D, e segundo o eixo Y, se o plano está contido em XZ, e consequentemente a variação do esforço normal por efeito da acção sísmica é nula (ver [24]);
- Transportar as acções definidas no “PC.M” ou defini-las no “PC.E”.

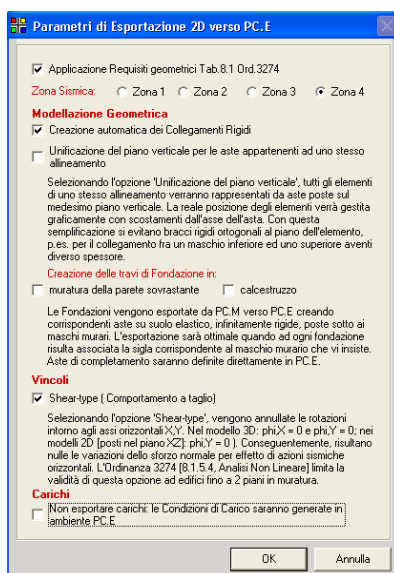


Figura 36 – Parâmetros de exportação do modelo da estrutura do programa “AEDES-PC.M” para o “AEDES-PC.E”

### 3.4.2 Definição das paredes

As paredes resistentes são modeladas como elementos de barra com rigidez axial, à flexão e corte. Os extremos das barras são considerados zonas muito rígidas e nas zonas de abertura (altura e largura) considera-se a barra deformável, ver Figura 37.

O modelo de uma estrutura equivalente de barras, tem a vantagem de simplificar a utilização de elementos de estado plano de tensão ou elementos de casca com elementos do tipo bidimensional.

As zonas rígidas são justificadas pela observação dos danos devido ao sismo que são raros de ocorrer nestas zonas da parede, portanto a deformação destas zonas são consideradas insignificantes relativamente às zonas designadas por deformáveis que governam a resposta sísmica.

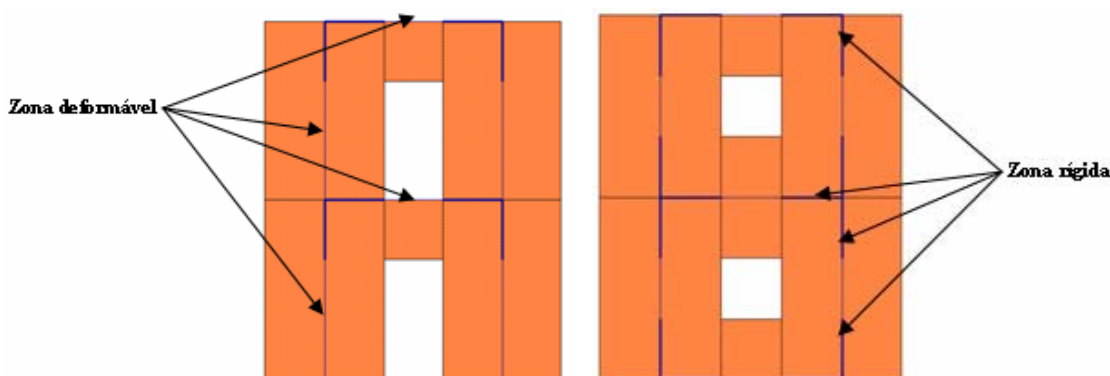


Figura 37 – Modelação da estrutura em alvenaria resistente em elementos de barra no “AEDES-PC.E”

Na Figura 38 é ilustrada a tabela referente aos nós que constituem a estrutura, na qual se identificam os seguintes parâmetros:

- Coordenadas dos nós segundo os eixos globais  $XYZ$ ;
- Piso a que pertencem;
- Tipo de ligação;
- Deslocamentos e rotações permitidas ou impedidas em função do tipo de ligação;
- Nó representante da laje;
- Rigidez à translação e rigidez à rotação.

N°	X (m)	Y (m)	Z (m)	Piano	Vincolo esterno (1=consentito, 0=no)	u (sx)	v (sy)	w (sz)	phiX	phiY	phiZ
1	1.000	0.125	0.200	0	001110						
2	4.000	0.125	0.200	0	001110						
3	1.000	3.875	0.200	0	001110						
4	4.000	3.875	0.200	0	001110						
5	0.125	2.000	0.200	0	001110						
6	4.875	2.000	0.200	0	001110						
7	1.000	0.125	3.200	1	001000						
8	4.000	0.125	3.200	1	001000						
9	1.000	3.875	3.200	1	001000						
10	4.000	3.875	3.200	1	001000						
11	0.125	2.000	3.200	1	001000						
12	4.875	2.000	3.200	1	001000						
13	2.500	2.000	3.200	1	110001						
14	1.000	0.125	6.200	2	001000						
15	4.000	0.125	6.200	2	001000						
16	1.000	3.875	6.200	2	001000						
17	4.000	3.875	6.200	2	001000						
18	0.125	2.000	6.200	2	001000						
19	4.875	2.000	6.200	2	001000						
20	2.500	2.000	6.200	2	110001						

N°	ID nodo master	Vinc. elast. K_u (kgf/cm)	K_v	K_w	K_phiX (kgf m/rad)	K_phiY	K_phiZ
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0
7	25	0	0	0	0	0	0
8	25	0	0	0	0	0	0
9	25	0	0	0	0	0	0
10	25	0	0	0	0	0	0
11	25	0	0	0	0	0	0
12	25	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0
14	32	0	0	0	0	0	0
15	32	0	0	0	0	0	0
16	32	0	0	0	0	0	0
17	32	0	0	0	0	0	0
18	32	0	0	0	0	0	0
19	32	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0	0

Figura 38 – Definição das características nos nós extremos das barras no “AEDES-PC.E”

Na tabela “*Dati Sezioni*” apresenta-se a tipologia da secção (rectangular, quadrada, circular, etc.), a designação da secção e respectivas características geométricas. A definição das características das barras que representam as paredes de alvenaria resistente é efectuada em “*Dati Aste*”, ver no *Anexo I* a respectiva tabela.

### 3.4.3 Definição da acção sísmica

Na janela “*Parametri de Calcolo*”, no programa “*PC.E*”, definem-se todos os valores dos parâmetros necessários às análises sísmicas pretendidas. Assim define-se os parâmetros gerais, tais como:

- Tipo de análise – Análise estática linear não sísmica, Análise sísmica estática linear, Análise sísmica linear dinâmica modal, Análise sísmica estática não linear (“*Pushover*”) ou Análise modal;
- Se na análise estática não sísmica e na análise “*pushover*” considera-se a rigidez elástica, i.e., não fendilhada;
- Desprezar a eventual presença de fundação (barras sobre solo elástico) na análise “*pushover*”;
- Escolha do sistema de unidades (técnico ou internacional);
- Considerar a influência da deformação por corte no cálculo da matriz de rigidez;
- Considerar os extremos da barra como zonas rígidas no cálculo da matriz de rigidez ou determinação das características da solicitação;

- Contributo da rigidez transversal;
- Assemblagem da rigidez à flexão para elementos verticais pertencentes ao mesmo alinhamento e com a mesma designação;
- Discretização dos passos para a determinação da solicitação e deformação;
- Tensão resistente admissível do solo;
- Critérios de tolerância em termos de força e momento.

Os parâmetros para a definição da acção sísmica segundo a “*Ordinanza* 3274/2003” são:

- Tipo de solo de fundação (A, B, C, D ou E);
- Eventual coeficiente de amplificação topográfica  $S_T$ ;
- Aceleração sísmica do solo;
- Combinação das componentes da força sísmica pela raiz quadrada da soma dos quadrados ou pelo somatório do máximo resultado obtido pela aplicação da acção numa direcção e 30% do máximo obtido pela acção aplicada na outra direcção;
- Coeficiente de amortecimento viscoso;
- Factor de estrutura;
- Factor de importância;
- Modo de determinação do período fundamental do edifício;
- Coeficientes de combinação da acção sísmica para os estados limites.

Na tabela dos parâmetros necessários à realização da análise modal é necessário definir: o método de cálculo; o número de modos a calcular; o número de modos a considerar para a resposta da estrutura e o método de combinação dos modos (raiz quadrada da soma dos quadrados ou combinação quadrática completa). Deve-se indicar o tipo de verificações de segurança a efectuar e suas características.

Os parâmetros para a análise estática não linear ou análise “*pushover*” a definir são:

- Modos fixos de distribuição das forças horizontais sísmicas;
- Tipos de distribuição das forças horizontais sísmicas para uma análise evolutiva;
- Incremento de corte basal;

- Direcções de análise, estados limites a verificar (último e de dano), ponto de controlo do deslocamento e para uma análise 3D considerar ou não a excentricidade accidental para a determinação dos efeitos torsores;
- Controlo do deslocamento último (topo do edifício ou a  $2 / 3 H$ );
- Método para a determinação do sistema bi-linear equivalente – método geral aplicando o coeficiente de participação  $\Gamma$  (ponto 4.5.4.3 da norma sísmica italiana [24]) ou método específico para edifícios em alvenaria (ponto 8.1.6 da norma sísmica italiana [24]) em que a rigidez elástica do sistema bilinear equivalente é determinada intersectando a curva no ponto a 70% do valor máximo de corte;
- Condições do Estado Limite Último relativo ao deslocamento máximo permitido;
- Opções de modelação, verificação e elaboração.

#### **3.4.4 Definição das acções estáticas**

A introdução dos coeficientes de combinação de acções e das condições de carregamento da estrutura é efectuada em “*Dati CCE*”, ver Figura 39.

As acções a que a estrutura está submetida são definidas seleccionando a célula respectiva à acção que se pretende introduzir, abrindo uma nova tabela para indicar o número do nó ou barra que estará solicitado, o tipo e magnitude da acção. Por exemplo, um nó (Figura 40(a)) poderá ter uma carga concentrada ou momento a actuar segundo o eixo X, Y ou Z. No caso de uma carga uniformemente distribuída na barra, ver Figura 40(b), é necessário indicar o número da barra, se o sistema de eixos a considerar é o local ou global, a magnitude da acção e se actua apenas na parte deformável da barra (zona de aberturas).

N°	Commento	Tip.	Psi.2 (S.L.U.)	Psi.0 (S.L.D.)	Phi	Moltip. masse
1	Carichi permanenti del Piano 1	3	0.30	0.30	1.0	000000
2	Carichi Variabili del Piano 2	3	0.20	0.20	1.0	000000
3	Carichi Permanenti (oltre pesi propri)	3	1.00	1.00	1.0	100000

N°	Nodi: Carichi Concentrati	Nodi: Cedimenti Vincolari	Nodi: Masse Concentrate	Aste: Carichi Distr. Uniformi	Aste: Carichi Distr. Lin. Max. j
1	[Diagram]	[Diagram]	[Diagram]	[Diagram]	[Diagram]
2	[Diagram]	[Diagram]	[Diagram]	[Diagram]	[Diagram]
3	[Diagram]	[Diagram]	[Diagram]	[Diagram]	[Diagram]

N°	Aste: Carichi Distr. Lin. Max. j	Aste: Carichi Concentrati	Aste: Carichi Termici
1	[Diagram]	[Diagram]	[Diagram]
2	[Diagram]	[Diagram]	[Diagram]
3	[Diagram]	[Diagram]	[Diagram]

Figura 39 – Definição das combinações elementares de acções e das acções no “AEDES-PC.E”

N°	N° nodo	ID nodo	PX (kN)	PY	PZ	MX (kN m)	MY	MZ
1	7	19	0.00	0.00	-25.32	0.00	0.00	0.00
2	8	20	0.00	0.00	-25.32	0.00	0.00	0.00
3	9	21	0.00	0.00	-25.32	0.00	0.00	0.00
4	10	22	0.00	0.00	-25.32	0.00	0.00	0.00
5	11	23	0.00	0.00	-24.92	0.00	0.00	0.00
6	12	24	0.00	0.00	-24.92	0.00	0.00	0.00
7	14	26	0.00	0.00	-25.32	0.00	0.00	0.00
8	15	27	0.00	0.00	-25.32	0.00	0.00	0.00
9	16	28	0.00	0.00	-25.32	0.00	0.00	0.00
10	17	29	0.00	0.00	-25.32	0.00	0.00	0.00
11	18	30	0.00	0.00	-24.92	0.00	0.00	0.00
12	19	31	0.00	0.00	-24.92	0.00	0.00	0.00

N°	N° asta	ID asta	Rifer. locale	qX (kN/m)	qY	qZ	Su luce deform.	da Solai
1	1	1	✓	-10.00	0.00	0.00	✓	✓
2	2	4	✓	-10.00	0.00	0.00	✓	✓
3	3	7	✓	-10.00	0.00	0.00	✓	✓
4	4	10	✓	-10.00	0.00	0.00	✓	✓
5	5	13	✓	-10.00	0.00	0.00	✓	✓
6	6	16	✓	-10.00	0.00	0.00	✓	✓
7	7	19	✓	0.00	0.00	-10.00	✓	✓
8	8	20	✓	0.00	0.00	-10.00	✓	✓
9	9	21	✓	0.00	0.00	-10.00	✓	✓

(a)

(b)

Figura 40 – Introdução das acções no “AEDES-PC.E”: (a) Acção concentrada no nó e  
(b) Acção uniformemente distribuída na barra

***Capítulo 4 – “Por 2000”***



## 4 “Por 2000”

### 4.1 Introdução

O primeiro programa analisado foi o “Por 2000”. Este programa, após a definição das plantas dos vários pisos (Figura 41(a)) gera um modelo tridimensional do edifício por reconhecimento automático dos elementos estruturais (Figura 41(b)).

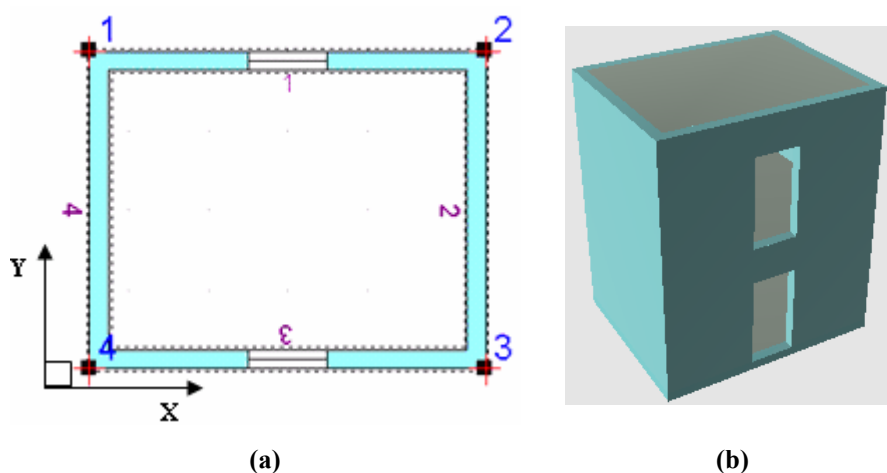


Figura 41 – “Edifício A” gerado no “Por 2000”: (a) Planta e (b) Modelo sólido

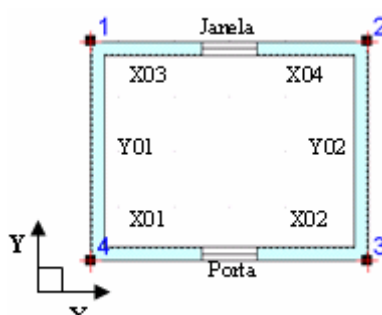
### 4.2 Distribuição das Acções Verticais

#### 4.2.1 Acção vertical uniformemente distribuída na laje

A análise dos resultados para a verificação do modo de distribuição das acções verticais pelas paredes (Anexo 2), conduziu à hipótese que a distribuição das acções é realizada de forma percentual em função do comprimento da parede e da respectiva função estrutural – contraventamento ou resistente. De forma a verificar este pressuposto efectuou-se uma análise para as lajes orientadas segundo a direcção X (“Dir. X”) e a direcção Y (“Dir. Y”), alternativamente. Para este efeito considerou-se uma acção uniformemente distribuída de  $10 \text{ kN/m}^2$  e considerou-se que as paredes tinham um peso

próprio nulo. Na Tabela 11 apresentam-se os resultados obtidos para o nível 2 e nível 1. As percentagens apresentadas na tabela referem-se à relação do valor do esforço normal em cada parede com o valor total do esforço normal.

**Tabela 11 – “Edifício A”: Esforço normal em cada parede devido à acção vertical na laje obtido no “Por 2000”**



PAREDE	N (kN)							
	Nível 1				Nível 2			
	Dir. X	%	Dir. Y	%	Dir. X	%	Dir. Y	%
X01	13.17	4.1	66.35	20.9	4.91	3.1	34.44	21.9
X02	13.17	4.1	66.32	20.9	4.91	3.1	34.44	21.9
X03	13.17	4.1	66.35	20.9	4.91	3.1	34.44	21.9
X04	13.17	4.1	66.32	20.9	4.91	3.1	34.44	21.9
Y01	132.71	41.7	26.34	8.2	68.88	43.8	9.84	6.3
Y02	132.71	41.7	26.33	8.2	68.88	43.8	9.84	6.3
<b>Σ</b>	<b>318.10</b>	<b>100.03</b>	<b>318.01</b>	<b>100.0</b>	<b>157.40</b>	<b>100.01</b>	<b>157.44</b>	<b>100.0</b>

No nível 2 o valor total do esforço normal é obtido pela acção vertical na laje de  $10 \text{ kN/m}^2$  a actuar na área delimitada pelo perímetro interior às paredes:  $4.50 \times 3.50 \text{ m}^2$  ( $4.50 \times 3.50 \times 10.00 = 157.50 \text{ kN}$ )

Considerando uma largura de influência das paredes de contraventamento de  $0.20 \text{ m}$ , quando a laje é orientada na direcção X, as paredes nesta direcção vão ter um comprimento de influência de  $1.75 \text{ m}$ , a qual corresponde um esforço normal de  $3.5 \text{ kN}$  ( $1.75 \times 0.20 \times 10.00 = 3.50 \text{ kN}$ ). Distribuindo o esforço normal da abertura de igual modo pelos troços de paredes resistentes contíguos, aos  $3.5 \text{ kN}$  soma-se mais  $1 \text{ kN}$  ( $1.00 \times 0.20 \times 10.00 = 2.00 \text{ kN}$ ), perfazendo  $4.5 \text{ kN}$ , valor aproximado ao obtido pelo programa ( $4.91 \text{ kN}$ ). Quando a laje está orientada segundo a direcção Y, as paredes nesta direcção são de contraventamento e considerando a mesma largura de influência ( $0.20 \text{ m}$ ), o esforço normal nas paredes é:  $3.50 \times 0.20 \times 10.00 = 7.00 \text{ kN}$ ; valor menos aproximado com o obtido pelo programa ( $9.84 \text{ kN}$ ).

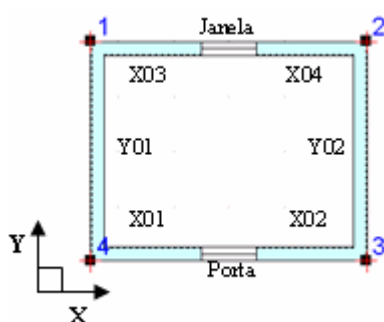
Relativamente ao modo de distribuição da acção vertical de forma percentual pode-se constatar que quando a laje está orientada na direcção X, as paredes nesta direcção são de contraventamento com comprimento de  $2.00 \text{ m}$ , recebendo 3.10% da acção normal total, enquanto que as paredes resistentes de comprimento de  $4.00 \text{ m}$  (direcção Y) recebem 43.80%. Quando as lajes passam a estar armadas na direcção Y,

as paredes na direcção X ficam solicitadas com 21.90% da carga, o que corresponde a metade do valor obtido para as paredes na direcção Y quando estas eram resistentes ( $43.80\% / 2 = 21.9\%$ ), pois o comprimento do troço contínuo de parede é agora de 2.00 m. A mesma situação ocorre para as paredes na direcção Y, que são solicitadas com o dobro da carga que actuava nas paredes na direcção X quando representavam também função de contraventamento.

Os valores do esforço normal nas paredes do nível 1 são obtidos redistribuindo o total das cargas acima desse nível. Ou seja, o esforço normal em cada parede do nível 1 resulta da distribuição da acção de  $10 \text{ kN/m}^2$  da respectiva laje somando o valor obtido do nível 2 por redistribuição, uma vez que no nível 1 o esforço normal nas paredes não é o dobro do esforço normal determinado para o nível 2 para as mesmas condições de carregamento da laje.

Quando as lajes do “Edifício A” são armadas nas duas direcções os valores de esforço normal a actuar em cada parede estão apresentados na Tabela 12.

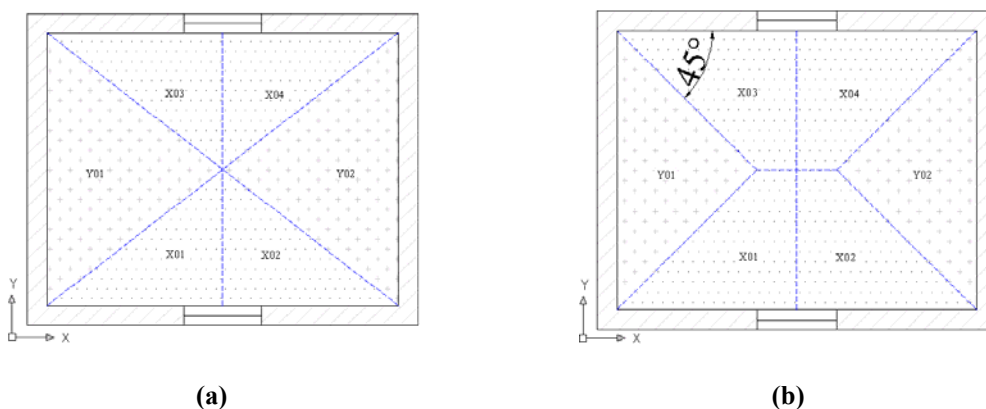
**Tabela 12 – “Edifício A”, lajes armadas nas duas direcções: Esforço normal em cada parede obtido no “Por 2000”**



PAREDE	N (kN)	
	Nível 1	Nível 2
X01	42.58	21.52
X02	42.56	21.51
X03	42.85	21.52
X04	42.56	21.51
Y01	72.26	35.67
Y02	72.26	35.67
<b>Σ</b>	<b>314.90</b>	<b>157.40</b>

Considerando uma distribuição igual à apresentada na Figura 42(a) da acção da laje sobre as paredes, que nesta situação apresentam todas a função resistente, o valor de esforço normal no nível 2 seria de  $39.34 \text{ kN}$  para as paredes Y01 e Y02, e  $19.67 \text{ kN}$  para as paredes na direcção X. Comparando com os valores obtidos pelo programa, as paredes na direcção Y diferem em  $3.68 \text{ kN}$ , e nas paredes segundo X apresentam uma diferença de  $1.85 \text{ kN}$ .

Se a distribuição for realizada considerando linhas a  $45^\circ$  (Figura 42(b)), as paredes X01, X02, X03 e X04 apresentam um esforço normal de  $24.05 \text{ kN}$  e as paredes na direcção Y um esforço normal de  $30.63 \text{ kN}$ , valores menos aproximados dos obtidos pelo programa.



**Figura 42 – Esquema de distribuição da acção vertical na laje: (a) orientação das linhas na diagonal e (b) orientação das linhas a  $45^\circ$**

O modo de distribuição da acção vertical uniformemente distribuída na laje não é explícito nem é referido no respectivo manual do utilizador.

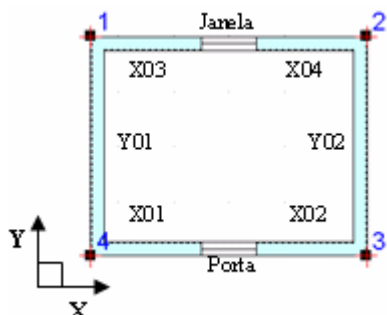
#### 4.2.1 *Peso próprio das paredes*

Para a análise dos efeitos do peso próprio nos esforços nas paredes considerou-se a possibilidade de as aberturas estarem presentes ou ausentes. O peso próprio das paredes foi assumido igual a  $20 \text{ kN/m}^3$ , sendo a espessura das paredes de  $0.25 \text{ m}$  e o pé-direito de  $2.80 \text{ m}$ .

##### 4.2.1.1 *Esquema estrutural com aberturas*

A Tabela 13 apresenta os valores obtidos de esforço normal, em cada nível e para cada troço de parede, devido ao peso próprio da parede.

Tabela 13 – “Edifício A”: Esforço normal em cada parede devido ao peso próprio da alvenaria obtido no “Por 2000”



PAREDE	N (kN)	
	Nível 1	Nível 2
X01	59.29	29.74
Porta	0.00	0.00
X02	59.27	29.72
X03	61.48	29.74
Janela	4.99	4.99
X04	61.46	29.72
Y01	113.63	56.47
Y02	113.30	56.47

O troço da parede com janela apresenta um esforço normal devido ao peso próprio da parede abaixo da abertura ( $20.00 \times 0.25 \times 1.00 \times 1.00 = 5.00 \text{ kN}$ ).

Nas paredes na direcção Y, no nível 2, o esforço normal corresponde aproximadamente ao respectivo peso da própria parede ( $20.00 \times 0.25 \times 4.00 \times 2.80 = 56.00 \text{ kN}$ ).

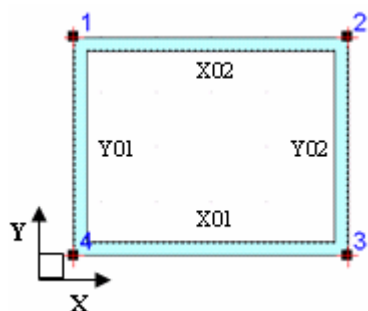
Nas paredes X01, X02, X03 e X04 o esforço normal obtido no programa é ligeiramente superior ao valor considerando apenas a parede ( $20.00 \times 0.25 \times 2.00 \times 2.80 = 28.00 \text{ kN}$ ). A diferença ( $29.74 - 28.00 = 1.74 \text{ kN}$ ) está relacionada com o peso da parede acima das aberturas ( $20.00 \times 0.25 \times 1.00 \times 0.80 = 4.00 \text{ kN}$ ), que é distribuída em iguais proporções pelos panos contínuos.

No nível 1 as paredes na direcção Y apresentam um esforço normal aproximadamente igual a duas vezes o esforço normal obtido no nível 2, assim como acontece nas paredes X01 e X02. Contudo, em relação às paredes X03 e X04, o valor do esforço normal apresentado no nível 1 é superior a duas vezes o esforço obtido para o nível 2, uma vez que vão receber metade do peso da parede abaixo da abertura (janela).

#### 4.2.1.2 Esquema estrutural sem aberturas

Os valores obtidos de esforço normal devido ao peso próprio da parede, para o “Edifício A” quando não existem aberturas, são apresentados na Tabela 14, verificando-se os valores esperados quando se multiplica o volume da parede pelo peso específico.

Tabela 14 – “Edifício A”, sem aberturas: Esforço normal em cada parede devido ao peso próprio da alvenaria obtido no “Por 2000”



Parede	N (kN)	
	Nível 1	Nível 2
X01	139.94	69.97
X02	139.94	69.97
Y01	111.94	55.97
Y02	111.94	55.97

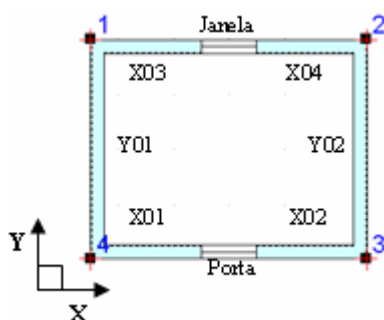
### 4.3 Distribuição das Acções Horizontais

#### 4.3.1 Acção estática

Para a verificação da distribuição das acções horizontais foi considerado o modelo original do “Edifício A” com a laje armada na direcção X. Em cada piso foi aplicada uma força na direcção X no valor de 10 kN, aplicada no centro de gravidade do piso.

A Tabela 15 apresenta os valores do esforço de corte em cada parede devido à distribuição das forças horizontais totais efectuada no “Por 2000”.

Tabela 15 – “Edifício A”: Esforço de corte em cada parede obtido no “Por 2000”



PAREDE	V (kN)	
	Nível 1	Nível 2
X01	4.55	2.28
X02	4.55	2.27
X03	5.45	2.73
X04	5.45	2.73
Y01	-0.72	-0.36
Y02	0.72	0.36

Verifica-se de imediato que o programa considera a contribuição da zona de abertura para a rigidez do troço contínuo uma vez que a parede com a porta apresenta valores de esforço de corte diferentes da parede com a janela.

A rigidez da parede, segundo o programa, é obtida através da Equação (6), correspondendo à parede duplamente encastrada (Figura 43), com a altura que contribuiu para a rigidez da parede a depender de um certo ângulo de difusão dos esforços na proximidade da abertura (Figura 44).

$$K = \frac{GA}{1.2h_{ef}} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{1.2} \frac{G}{E} \left(\frac{h_{ef}}{l}\right)^2\right)} \quad (6)$$

em que:

$K$  – Rigidez da parede resultante da associação de corte e flexão ( $kN/m$ );

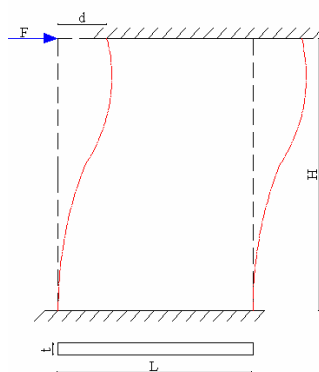
$G$  – Módulo de distorção ( $kPa$ );

$A$  – Área da secção transversal da parede ( $m^2$ );

$E$  – Módulo de elasticidade ( $kPa$ );

$h_{ef}$  – Altura efectiva ( $m$ );

$l$  – Comprimento da parede ( $m$ ).



**Figura 43 – Deformação de uma parede duplamente encastrada quando submetida a uma acção lateral**

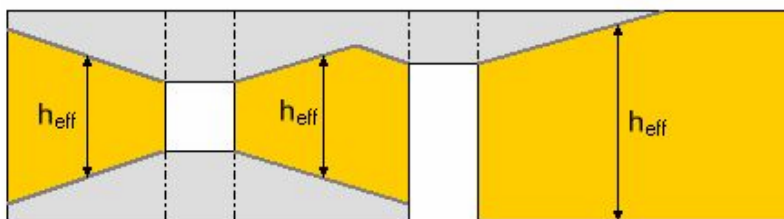
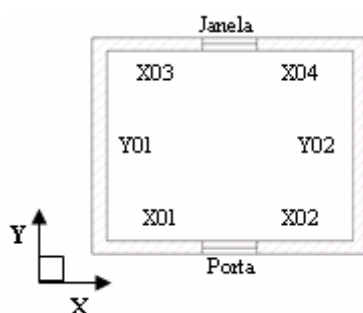


Figura 44 – Alturas efetivas de parede para o cálculo da rigidez segundo “Por 2000”

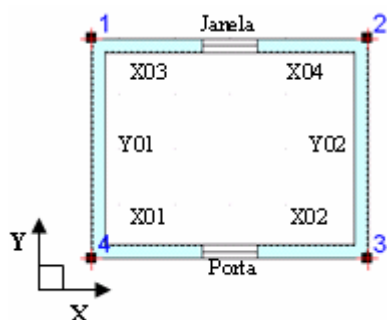
Aplicando a equação utilizada pelo programa e considerando uma altura efetiva correspondente à altura da abertura mais metade da altura da parede acima e/ou abaixo da abertura, e.g., na zona da janela a altura para o cálculo da rigidez é de  $1.90\text{ m}$  ( $1.00 + \frac{1.00}{2} + \frac{0.80}{2} = 1.90\text{ m}$ ) enquanto na zona da porta, que tem apenas parede acima da padieira, a altura considerada é de  $2.40\text{ m}$  ( $2.00 + \frac{0.80}{2} = 2.40\text{ m}$ ), os resultados obtidos são apresentados na Tabela 16 e na Tabela 17 apresentam-se os valores da rigidez de cada parede obtidos pelo programa.

Tabela 16 – “Edifício A”: Rigidez de cada parede obtida no cálculo manual ( $E = 5.00\text{ GPa}$ )



PAREDE	$b_i$ (m)	$l_i$ (m)	$h$ (m)	$K_{x_i}$ (kN/m)	$K_{x_i}/\Sigma K_{x_i}$
X01	0.25	2.00	2.40	234609.61	0.21
X02		2.00	2.40	234609.61	0.21
X03		2.00	1.90	337165.78	0.29
X04		2.00	1.90	337165.78	0.29
$\Sigma$				1143550.79	
PAREDE	$b_i$ (m)	$l_i$ (m)	$h$ (m)	$K_{y_i}$ (kN/m)	$K_{x_i}/\Sigma K_{x_i}$
Y01	0.25	4.00	2.80	511665.98	0.500
Y02		4.00	2.80	511665.98	0.500
$\Sigma$				1023331.97	



Tabela 17 – “Edifício A”: Rigidez de cada parede obtida no “Por 2000” ( $E = 4.90 \text{ GPa}$ )

PAREDE	$K_{x_i}$ (kN/m)	$K_{x_i}/\Sigma K_{x_i}$
X01	2218340	0.21
X02	2216550	0.21
X03	2971860	0.29
X04	2970290	0.29
$\Sigma$	10377040.00	

PAREDE	$K_{y_i}$ (kN/m)	$K_{y_i}/\Sigma K_{y_i}$
Y01	5215870	0.50
Y02	5215870	0.50
$\Sigma$	10431740.00	

Em comparação com os valores obtidos pelo cálculo manual, os valores de rigidez para cada uma das paredes obtidos no “Por 2000” são excessivamente elevados. Admite-se que o factor de 10 obtido seja devido a um erro de unidades na apresentação pelo programa, estando as rigidezes relativas correctas. Salienta-se que o módulo de elasticidade e de distorção introduzidos são automaticamente modificados para os seguintes valores –  $E = 4.90 \text{ GPa}$  e  $G = 1.96 \text{ GPa}$ , pois considera  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ . Esta alteração não tem consequências na rigidez relativa das paredes.

Adoptando os valores de rigidez obtidos pelo cálculo manual para a determinação do centro de rigidez, verifica-se que as coordenadas obtidas:  $2.50 \text{ m}$  (X);  $2.34 \text{ m}$  (Y); são praticamente coincidentes com as do programa:  $2.50 \text{ m}$  (X);  $2.27 \text{ m}$  (Y).

Os valores da acção horizontal, actuante em cada parede, obtidos através da Equação (7) e considerando os valores de rigidez das paredes obtidos pelo cálculo manual, são apresentados na Tabela 18.

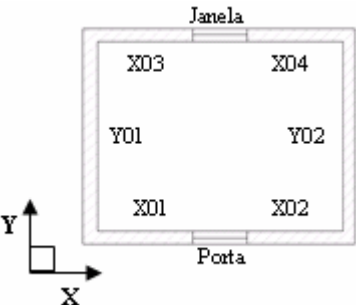
$$T_i = \frac{K_{x_i}}{\sum K_{x_i}} \times T \quad (7)$$

em que:

$T_i$  – Distribuição da componente de translação da acção horizontal segundo X (kN);

$T$  – Acção horizontal (kN).

Tabela 18 – “Edifício A”: Forças horizontais em cada parede devido à componente de translação da acção do vento obtidas pelo cálculo manual



PAREDE	$b_i$ (m)	$l_i$ (m)	$h$ (m)	$Kx_i$ (kN/m)	$Kx_i/\Sigma Kx_i$	$T_i$ (kN)
X01	0.25	2.00	2.40	234609.61	0.21	2.052
X02		2.00	2.40	234609.61	0.21	2.052
X03		2.00	1.90	337165.78	0.29	2.948
X04		2.00	1.90	337165.78	0.29	2.948
$\Sigma$				1143550.79	1.00	10.00

A Equação (8), para o cálculo da inércia polar, permite determinar a componente de rotação obtida pela Equação (9), pois a acção está aplicada no centro de massa do edifício que não coincide com o centro de rigidez, ver Tabela 19.

$$I_p = \sum K_{xi} \times \left( y_i - \bar{y}_r \right)^2 + \sum K_{yi} \times \left( x_i - \bar{x}_r \right)^2 \quad (8)$$

em que:

$I_p$  – Inércia Polar (kN.m).

$$R_i = \frac{K_{xi}}{I_p} \times \left( y_i - \bar{y}_r \right) \left( H_x \times (y_{cr} - y_{cg}) \right)$$

ou

$$R_i = \frac{K_{yi}}{I_p} \times \left( x_i - \bar{x}_r \right) \left( H_x \times (y_{cr} - y_{cg}) \right) \quad (9)$$

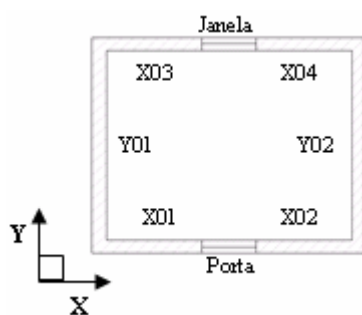
em que:

$R_i$  – Distribuição da componente de rotação da acção horizontal quando existe apenas excentricidade segundo Y (kN);

$\bar{y}_i$  - Coordenada segundo Y do centro de rigidez da parede  $i$  (m);

$\bar{x}_i$  - Coordenada segundo X do centro de rigidez da parede  $i$  (m).

Tabela 19 – “Edifício A”: Forças horizontais totais (componente de translação e de rotação da acção do vento) em cada parede obtidas pelo cálculo manual



PAREDE	$\frac{Kx_i}{Ky_i}$ (kN/m)	$\frac{(y_i - y_r)^2}{(x_i - x_r)^2}$	$I_p$ (kN.m)	$\frac{y_i - y_r}{x_i - x_r}$	$R_i$ (kN)	$V_{sd}$ (kN)
X01	234609.61	4.89	9663188.27	2.21	0.18	2.23
X02	234609.61	4.89		2.21	0.18	2.23
X03	337165.78	2.37		1.54	-0.18	2.77
X04	337165.78	2.37		1.54	-0.18	2.77
Y01	511665.98	5.64		2.38	-0.42	-0.42
Y02	511665.98	5.64		2.38	0.42	0.42
$\Sigma$						10.00

Comparando estes resultados com os obtidos pelo programa para o nível 2 (Tabela 15), verifica-se que são aproximadamente iguais (diferenças inferiores a 0.1 kN).

#### 4.3.2 Acção sísmica

A verificação à acção sísmica efectuada no programa inclui uma verificação à flexão composta fora do plano em cada parede individualmente e uma verificação global do edifício através de uma análise estática não linear. A análise “pushover” avalia o desempenho sísmico da estrutura para os diferentes estados limites definidos na norma adoptada: “*Ordinanza 3274/2003*” [24] ou “*Decreto Ministeriale 1996*” [25].

A análise sísmica é efectuada de acordo com a “*Ordinanza 3274/2003*” [24] semelhante ao Eurocódigo 8 [6]. Assim, os estados limites a serem verificados são: Estado Limite Último (E.L.U.) e Estado Limite de Dano (E.L.D.).

A capacidade total da estrutura de resistir às acções sísmicas pode ser descrita pelo seu comportamento quando submetida a um sistema de forças estáticas equivalentes progressivamente incrementadas até se atingir o colapso da estrutura.

O sistema de forças em questão deve simular de modo mais realístico possível, os efeitos de inércia devido ao sismo no plano horizontal.

A capacidade da estrutura é portanto representada através de uma curva que relaciona a força de corte basal e o deslocamento do ponto de controlo no edifício, que geralmente é o ponto mais alto (centro de gravidade da laje de cobertura).

A verificação à acção sísmica é realizada para várias direcções de actuação das forças estáticas crescentes. Os incrementos de carga aplicados à estrutura são sucessivos até se verificar o estado limite em causa.

O programa considera duas distribuições de forças estáticas para a acção sísmica, aplicadas no centro de massa dos vários pisos:

- Distribuição linear de deslocamentos em altura, com o valor da força ao nível de cada piso obtida através da Equação (10):

$$F_i = \frac{z_i \times m_i}{\sum z_i \times m_i} \times F_b \quad (10)$$

em que:

$F_i$  – Força estática equivalente no piso  $i$  devida à acção sísmica ( $kN$ );

$z_i$  – Altura do piso  $i$  em relação ao nível da aplicação da acção sísmica ( $m$ );

$m_i, m_j$  – Força mássica correspondente ao piso ( $ton$ );

$F_b$  – Força de corte basal ( $kN$ ).

- Distribuição proporcional à massa, com o valor da força ao nível de cada piso obtida através da Equação (11):

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_i} \times F_b \quad (11)$$

A análise estrutural é realizada supondo que as paredes exibem um comportamento do tipo elástico – perfeitamente plástico com ductilidade controlada, ver Figura 45. Quando o deslocamento imposto à estrutura atinge o deslocamento elástico limite, a proporcionalidade entre esforços e deslocamentos através da rigidez deixa de ser válida. A partir deste limite a estrutura entra em fendilhação, dissipando energia sob a forma de deformações plásticas, não se verificando a proporcionalidade entre força e deslocamento, com perda de rigidez crescente até atingir a capacidade limite de resistência.

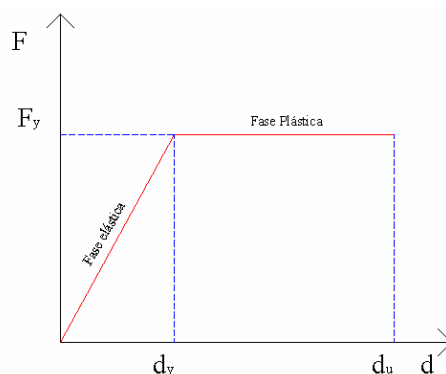


Figura 45 – Comportamento elástico perfeitamente plástico de uma parede

Na Tabela 20, sintetiza-se os resultados para cada direcção (entre  $0^\circ$  e  $360^\circ$ , com incrementos de  $30^\circ$ ), considerando uma aceleração do solo de  $0.08g$ , quando as forças sísmicas possuem uma distribuição linear em altura na verificação ao E.L.U.. No Gráfico 1 é ilustrado a curva da análise “*pushover*”, força de corte basal vs deslocamento, para a direcção X (ou  $0^\circ$ ). Aqui:  $f_{rr}$  – Factor de redução de rigidez à fissuração;  $K_{eq}$  – Rigidez do sistema equivalente;  $T_{eq}$  – Período do sistema equivalente;  $f_e$  – força elástica do sistema equivalente;  $f_y$  – força última do sistema equivalente;  $q$  – factor de comportamento do sistema equivalente (relação entre  $f_e$  e  $f_y$ );  $d_r$  – deslocamento obtido no espectro de resposta elástico;  $d_u$  – deslocamento sofrido no ponto de controlo; e FS – factor de segurança (relação entre o  $d_u$  e  $d_r$ )

Na Tabela 21 apresentam-se os resultados da análise “*pushover*” para cada uma das direcções, quando a distribuição de forças é proporcional à massa dos pisos. No Gráfico 2, apresenta-se a curva de capacidade da estrutura, quando as forças sísmicas actuam na direcção X ( $0^\circ$ ).

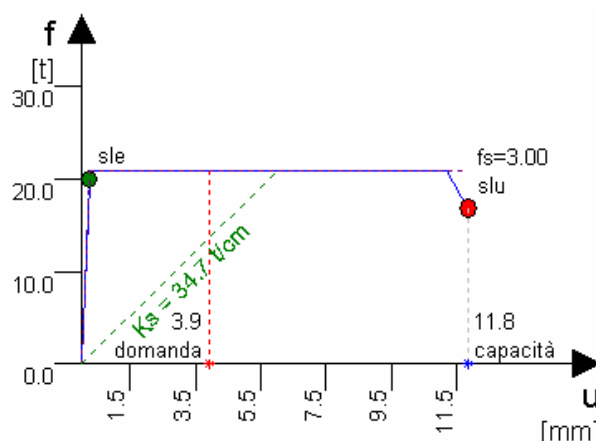
Tabela 20 – Resultados da análise “pushover” na verificação aos E.L.U. para uma distribuição linear das forças estáticas equivalentes obtidos no “Por 2000”

Direcção	frr	K <sub>eq</sub> (kN/m)	T <sub>eq</sub> (s)	f <sub>e</sub> (kN)	f <sub>y</sub> (kN)	q	d <sub>r</sub> (mm)	d <sub>u</sub> (mm)	FS
0	0.05	34710	0.28	137.0	208.1	0.66	3.9	11.8	3.00
30	0.07	49600	0.24	137.0	240.3	0.57	2.8	9.5	3.45
60	0.18	135130	0.14	128.2	416.0	0.31	0.9	5.9	6.18
90	0.12	88760	0.18	137.0	609.5	0.22	1.5	13.3	8.63
120	0.18	134440	0.14	128.4	416.0	0.31	1.0	5.9	6.18
150	0.06	44180	0.25	137.0	240.3	0.57	3.1	10.7	3.45
180	0.05	34220	0.28	137.0	208.1	0.66	4.0	12.0	3.00
210	0.06	43820	0.25	137.0	240.3	0.57	3.1	10.8	3.46
240	0.16	120680	0.15	132.5	416.2	0.32	1.1	6.6	6.02
270	0.12	88560	0.18	137.0	609.5	0.22	1.5	13.4	8.63
300	0.16	121280	0.15	132.3	416.2	0.32	1.1	6.6	6.03
330	0.06	44520	0.25	137.0	240.3	0.57	3.1	10.6	3.45

O factor de comportamento do sistema equivalente ( $q$ ) é obtido pela relação entre a força elástica e a força última:  $q = \frac{f_e}{f_u} = \frac{137.00}{208.10} = 0.66$ .

O factor de segurança é determinado pela relação entre o deslocamento último e o deslocamento elástico:  $FS = \frac{d_u}{d_e} = \frac{11.8}{3.90} \cong 3.00$ .

O deslocamento elástico é calculado pela relação entre a força elástica e a rigidez equivalente:  $d_r = \frac{f_e}{K_{eq}} = \frac{137.00}{34710} = 0.0039m \cong 3.9mm$ .



**Gráfico 1 – Curva da análise “pushover” de verificação aos E.L.U. (direcção 0°) para uma distribuição linear das forças estáticas equivalentes obtida no “Por 2000”**

Pelo gráfico apresentado pode-se constatar que existem dois tipos de curva, embora não sejam evidentes, pois neste caso todas as paredes, na direcção X ou Y, apresentam rigidez igual, o que vai conduzir ao colapso das paredes para a mesma força de corte basal e deslocamento. A traço contínuo é representada a curva de comportamento da estrutura de 2 graus de liberdade e a tracejado é representada a curva do sistema equivalente de 1 grau de liberdade. São evidenciados os fins do estado elástico e último na curva de comportamento do sistema de 2 graus de liberdade.

**Tabela 21 – Resultados da análise “pushover” na verificação aos E.L.U. para uma distribuição proporcional à massa das forças estáticas equivalentes obtidos no “Por 2000”**

Direcção	frr	$K_{eq}$ (kN/m)	$T_{eq}$ (s)	$f_e$ (kN)	$f_y$ (kN)	q	$d_r$ (mm)	$d_u$ (mm)	FS
0	0.03	26100	0.33	137.0	256.4	0.53	5.3	19.5	3.71
30	0.04	37390	0.27	137.0	297.5	0.37	3.7	15.7	4.30
60	0.12	100010	0.17	137.0	519.3	0.14	1.4	10.1	7.35
90	0.11	97010	0.17	137.0	609.4	0.14	1.4	12.2	8.64
120	0.12	105930	0.16	137.0	519.1	0.13	1.3	9.5	7.34
150	0.04	35100	0.28	137.0	297.6	0.39	3.9	16.8	4.30
180	0.03	25960	0.33	137.0	256.4	0.53	5.3	19.6	3.71
210	0.04	33380	0.29	137.0	294.1	0.41	4.1	17.5	4.25
240	0.10	89190	0.17	137.0	503.3	0.15	1.5	11.0	7.15
270	0.11	99570	0.17	137.0	608.9	0.14	1.4	11.9	8.63
300	0.11	95450	0.17	137.0	503.4	0.14	1.4	10.3	7.14
330	0.04	33110	0.29	137.0	294.1	0.41	4.1	17.6	4.25

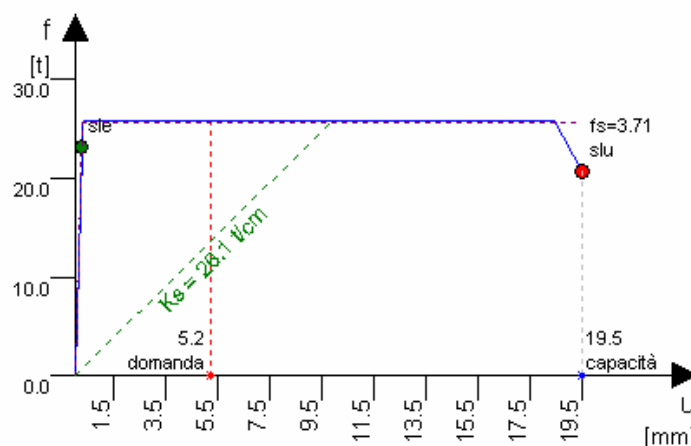


Gráfico 2 – Curva da análise “pushover” de verificação aos E.L.U. (direcção 0°) para uma distribuição proporcional à massa das forças estáticas equivalentes obtida no “Por 2000”

#### 4.3.3 Cálculo manual da análise sísmica estática não linear (“Pushover”)

Efectuando uma análise “pushover” através do cálculo manual, considerou-se um sistema simplificado de dois graus de liberdade para cada uma das direcções, ver Figura 46, e através da verificação de segurança ao corte das secções de base do nível 2 e nível 1, determinou-se a força do corte basal elástica de um sistema de dois graus de liberdade.

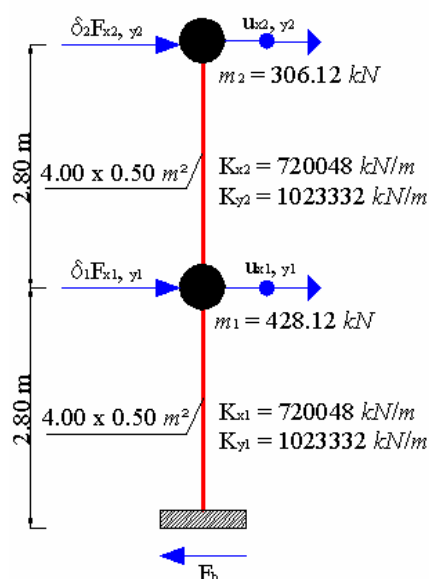


Figura 46 – Esquema estático simplificado do “Edifício A” nas duas direcções para a análise “pushover” através de um cálculo manual



Admitindo uma distribuição do peso próprio das paredes como a ilustrada na Figura 47 e a acção vertical na laje actuando numa área definida pelo perímetro intermédio das paredes ( $17.81 \text{ m}^2$ ), a massa em cada nível vale:

$$m_2 = 306.12 \text{ kN e } m_1 = 428.12 \text{ kN}$$

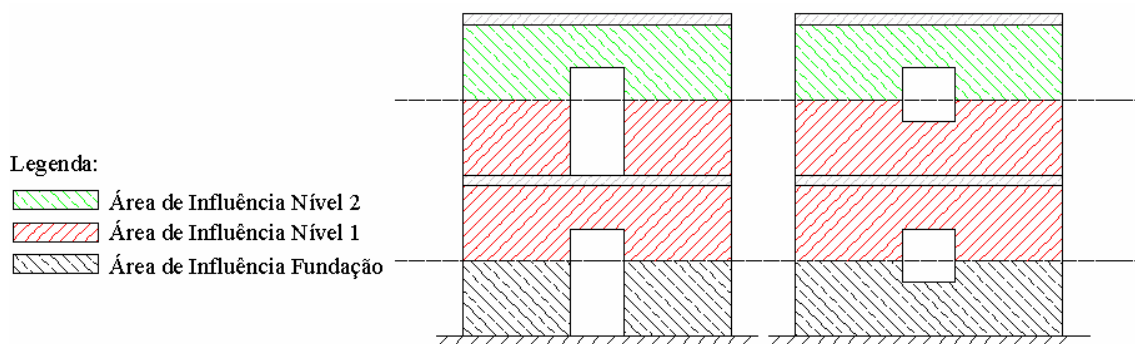


Figura 47 – “Edifício A”: Esquema de distribuição do peso próprio das paredes

A rigidez em cada direcção resulta do somatório da rigidez de todas as paredes resistentes segundo essa direcção. A equação para a determinação da rigidez foi a Equação (6) (secção 4.3.1) considerando na zona de aberturas a altura da parede. A secção das barras é a equivalente às secções das paredes na direcção considerada.

Assim, considerando uma distribuição, de forças equivalentes, proporcional à massa, segundo a Equação (11) (secção 4.3.2), determina-se a relação entre as forças ao nível de cada piso:

$$F_1 = \frac{428.12}{428.12 + 306.12} \times F_b = 0.58 F_b$$

$$F_2 = \frac{306.12}{428.12 + 306.12} \times F_b = 0.42 F_b$$

Na direcção X, a força de corte basal para a qual ocorre instabilidade da secção de base do nível 1 vale  $195.02 \text{ kN}$ :

$$F_1 = 0.58F_b = 0.58 \times 195.02 = 113.71 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0.42F_b = 0.42 \times 195.02 = 81.31 \text{ kN}$$

$$M_{Sd, \text{nível 1}} = 81.31 \times 5.60 + 113.71 \times 2.80 = 773.73 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{773.73}{491.62} = 1.57 \text{ m}$$

$$\text{como } \frac{L}{6} \leq e \leq \frac{L}{2} \rightarrow l_c = 3 \times \left( \frac{L}{2} - e \right) = 3 \times (2.00 - 1.57) = 1.28 \text{ m}$$

(comprimento da secção transversal da parede à compressão)

$$\sigma_{Sd, \text{nível 1}} = \frac{491.62}{1.28 \times 0.50} = 769.06 \text{ kN / m}^2$$

$$f_{vk, \text{nível 1}} = 150.00 + 0.40 \times 769.06 = 457.63 \text{ kN / m}^2$$

$$V_{Rd, \text{nível 1}} = \frac{457.63}{1.50} \times (0.50 \times l_c)$$

$$V_{Rd, \text{nível 1}} = \frac{457.63}{1.50} \times (0.50 \times 1.28) = 195.02 \text{ kN} = V_{Sd, \text{nível 1}} = 195.02 \text{ kN ok}$$

Para a secção do nível 2, na mesma direcção, a força de corte basal máxima suportada pela estrutura para que a verificação de segurança ao corte seja satisfeita é de 323.70 kN:

$$F_1 = 0.58F_b = 0.58 \times 323.70 = 188.74 \text{ kN}$$

$$F_2 = 0.42F_b = 0.42 \times 323.70 = 134.96 \text{ kN}$$

$$M_{Sd, \text{ nível } 2} = 134.96 \times 2.80 = 377.88 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{377.88}{245.81} = 1.54 \text{ m}$$

$$\text{como } \frac{L}{6} \leq e \leq \frac{L}{2} \rightarrow l_c = 3 \times \left( \frac{L}{2} - e \right) = 3 \times (2.00 - 1.54) = 1.39 \text{ m}$$

(comprimento da secção transversal da parede à compressão)

$$\sigma_{Sd, \text{ nível } 2} = \frac{245.81}{1.39 \times 0.50} = 354.15 \text{ kN / m}^2$$

$$f_{vk, \text{ nível } 2} = 150.00 + 0.40 \times 354.15 = 291.66 \text{ kN / m}^2$$

$$V_{Rd, \text{ nível } 2} = \frac{291.66}{1.5} \times (0.50 \times l_c)$$

$$V_{Rd, \text{ nível } 2} = \frac{291.66}{1.5} \times (0.50 \times 1.39) = 134.96 \text{ kN} = V_{Sd, \text{ nível } 2} = 134.96 \text{ kN ok}$$

Portanto, na direcção X a força de corte basal elástica, para um sistema de 2 graus de liberdade vale 195.02 kN.

Na direcção Y a força de corte basal máxima que permite que a verificação de segurança ao corte seja satisfeita para a secção de base do nível 1 é de 150.91 kN e em relação à secção de base do nível 2 é de 253.09 kN.

As forças determinadas são válidas para sistemas de dois graus de liberdade. Para transformar as forças elásticas obtidas em forças elásticas equivalentes de um sistema de um grau de liberdade é necessário determinar o coeficiente de participação através da Equação (12).

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (12)$$

Para uma distribuição proporcional à massa o coeficiente de participação vale:

$$\Phi = \begin{bmatrix} \frac{0.42}{0.42} \\ \frac{0.58}{0.42} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.00 \\ 1.38 \end{bmatrix}$$

$$\Gamma = \frac{\sum \begin{bmatrix} 30.61 & 0 \\ 0 & 42.81 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 1.00 \\ 1.38 \end{bmatrix}}{\sum \begin{bmatrix} 30.61 & 0 \\ 0 & 42.81 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 1.00^2 \\ 1.38^2 \end{bmatrix}} = \frac{89.69}{112.14} = 0.799 \cong 0.80$$

Para um sistema de forças linear crescente em altura o coeficiente de participação vale:

$$\Phi = \begin{bmatrix} \frac{0.59}{0.59} \\ \frac{0.41}{0.59} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.00 \\ 0.69 \end{bmatrix}$$

$$\Gamma = \frac{\sum \begin{bmatrix} 30.61 & 0 \\ 0 & 42.81 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 1.00 \\ 0.69 \end{bmatrix}}{\sum \begin{bmatrix} 30.61 & 0 \\ 0 & 42.81 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 1.00^2 \\ 0.69^2 \end{bmatrix}} = \frac{60.15}{50.99} = 1.179 \cong 1.18$$

Assim na Tabela 92, resumem-se os valores das forças de corte basal elásticas determinadas manualmente, para um sistema de 2 graus de liberdade e para o sistema equivalente de 1 grau de liberdade, aplicando o coeficiente de participação.

**Tabela 22 – “Edifício A”: Forças de corte basal elásticas obtidas pelo cálculo manual**

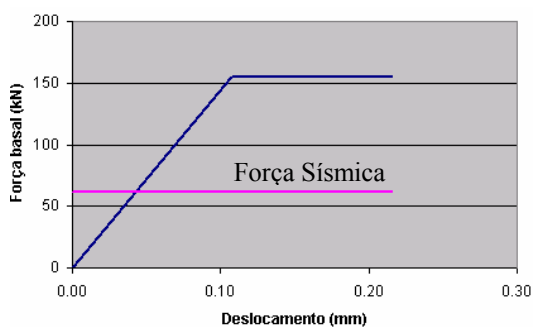
Distribuição de forças	F <sub>b</sub> (kN)			
	Sistema de 2 G.L.		Sistema 1 G.L.	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
<b>Linear</b>	182.90	140.38	155.00	118.96
<b>Proporcional à massa</b>	195.02	150.91	243.78	188.64

Os deslocamentos elásticos para cada direcção e modo de distribuição das forças sísmicas são apresentados na Tabela 23.

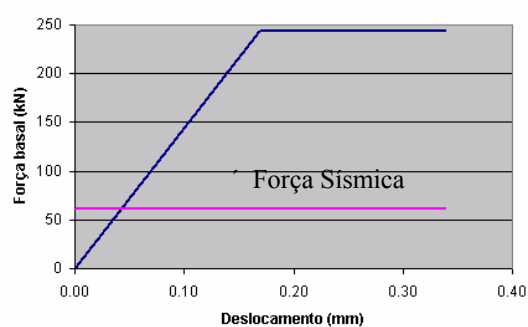
**Tabela 23 – “Edifício A”: Deslocamentos elásticos obtidos pelo cálculo manual para o sistema bi-linear equivalente**

Distribuição de forças	$\delta_0$ (mm)	
	Dir. X	Dir. Y
<b>Linear</b>	0.108	0.058
<b>Proporcional à massa</b>	0.169	0.092

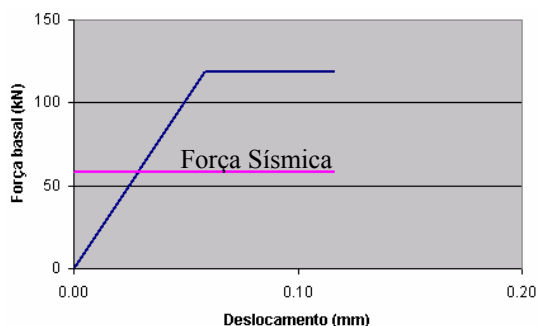
Comparando a curva de capacidade da estrutura com as forças sísmicas determinadas pelo método de Rayleigh (*Anexo 3*) pode-se constatar que a estrutura apresenta elevada capacidade resistente à acção do sismo de intensidade 0.08g, em ambas as direcções, ver Gráfico 3 e Gráfico 4 para a direcção X Gráfico 5 e Gráfico 6 para a direcção Y.



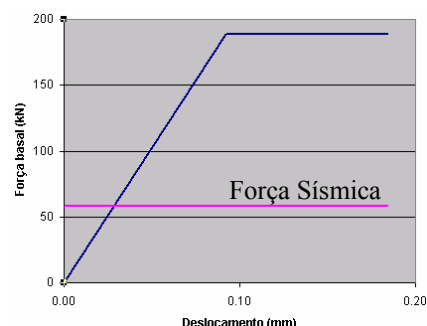
**Gráfico 3 – Curva da análise “pushover” (dir. X) para uma distribuição das forças estáticas equivalentes linear**



**Gráfico 4 – Curva da análise “pushover” (dir. X) para uma distribuição das forças estáticas equivalentes proporcional à massa**



**Gráfico 5 – Curva da análise “pushover” (dir. Y) para uma distribuição das forças estáticas equivalentes linear**



**Gráfico 6 – Curva da análise “pushover” (dir. Y) para uma distribuição das forças estáticas equivalentes proporcional à massa**

A força de corte basal elástica obtida no “Por 2000” para a direcção X e distribuição linear das forças estáticas equivalentes foi de 208.1 *kN*. Comparando com a obtida pelo cálculo manual 155.00 *kN* é bastante superior (53.1 *kN*). Para uma distribuição das forças equivalentes proporcional à massa, a força de corte basal elástica obtida no “Por 2000” foi de 257.40 *kN*, valor mais aproximado do obtido pelo cálculo manual 243.78 *kN* (diferença 13.62 *kN*).

Na direcção Y as diferenças entre as forças de corte elásticas obtidas na análise “pushover” realizada no “Por 2000” e as forças de corte elásticas determinadas pelo cálculo manual são ainda maiores.

## 4.4 Verificações de Segurança

### 4.4.1 Verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano

O “Por 2000” efectua a verificação à flexão composta por efeito das acções sísmicas actuando perpendicularmente ao plano da parede para dois tipos de distribuição das forças estáticas equivalentes:

- Força sísmica devida ao peso próprio da parede, distribuída em altura, obtida através da Equação (13):

$$q_s = \frac{p_{mur} S_a \gamma_I}{q_a} \quad (13)$$

em que:

$q_s$  – Força sísmica uniformemente distribuída;

$p_{mur}$  – Peso próprio da parede;

$S_a$  – Coeficiente sísmico local de acordo com o ponto 4.9 da norma sísmica italiana [24], ver Equação (14);

$\gamma_I$  – Factor de importância da estrutura que depende da categoria a qual pertence o edifício em estudo;

$q_a$  – Factor de estrutura que depende da ductilidade da estrutura.

O coeficiente sísmico local vale:

$$S_a = \frac{3 \times S_{a_g} \times \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{g \left(1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2\right)} \quad (14)$$

em que:

$S_{a_g}$  – Aceleração do terreno de projecto;

$Z$  – Altura do centro de gravidade da parede;

$H$  – Altura da parede;

$g$  – Aceleração da gravidade;

$T_a$  – Período fundamental de vibração da parede, ver Equação (15);

$T_1$  – Período fundamental do edifício, que pode ser obtido por análise modal ou estimado através da Equação (16) (ponto 4.5.2 do [24]).

O período fundamental da parede é dado por:

$$T_a = \frac{\alpha}{H^2 \times t \times \sqrt{\frac{E}{12 \frac{\gamma}{g}}}} \quad (15)$$

em que:

$\alpha = 9.8696$  para paredes duplamente apoiadas ou  $\alpha = 15.4213$  para paredes duplamente encastradas;

$H$  – Altura da parede;

$t$  – Espessura da parede;

$E$  – Módulo de Elasticidade;

$\gamma$  – Peso próprio da alvenaria;

$g$  – Aceleração da gravidade.

O período fundamental do edifício pode ser estimado através de:

$$T_1 = C_t H^{3/4} \quad (16)$$

onde  $C_t = 0.05$  para qualquer tipo de estrutura. Salienta-se que este modo de estimar o período fundamental do edifício não depende da rigidez nem da direcção.

- Força sísmica devido ao peso próprio da laje, concentrada no topo das paredes, obtida pela Equação (17):

$$F_s = \frac{N_{ps} S_a \gamma_l}{q_a} \quad (17)$$

em que:

$F_s$  – Força sísmica concentrada no topo da parede;

$N_{ps}$  – Peso próprio da laje.

A verificação à flexão composta para acções fora do plano é satisfeita se for cumprida a condição apresentada na Equação (18):

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (18)$$

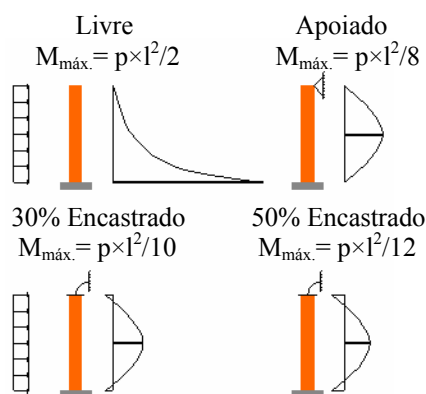
em que:

$M_{Sd}$  – Momento máximo actuante;

$M_{Rd}$  – Momento resistente.



O momento máximo actuante depende do esquema estático para a flexão fora do plano da parede, estabelecido com base na ligação parede/laje definida (Figura 48). Assim, dependendo da ligação, o momento máximo poderá encontrar-se a meio da altura ou na base da parede.



**Figura 48 – Esquema estático e respectivos valores do momento máximo fora do plano considerado no “Por 2000”**

O momento resistente, ver Equação (19), é obtido admitindo um diagrama de compressões rectangular, com um valor de resistência igual a  $0.85 f_d$ , sendo  $f_d$  a resistência de cálculo ( $f_k / \gamma_M$ ) à compressão da alvenaria, e desprezando a resistência à tracção da alvenaria (Figura 49). A Tabela 24 e a Tabela 25 apresentam os valores obtidos do esforço normal, momento actuante e resistente na secção de momento máximo (secção a meio da parede).

$$M_{Rd} = \frac{N_{Sd} \times t}{2} \times \left( 1 - \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right) \quad (19)$$

onde:

$$N_{Rd} = 0.85 f_d t \quad (20)$$

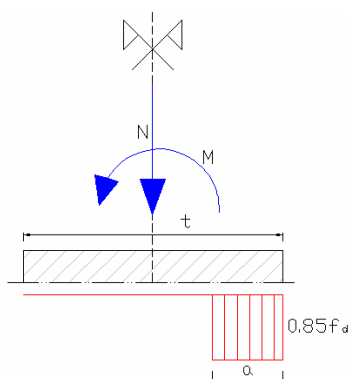
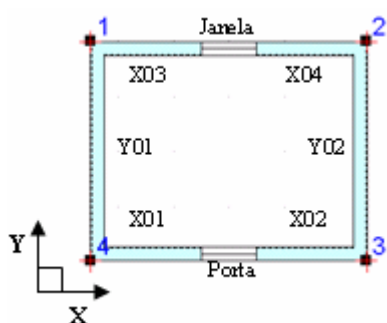


Figura 49 – Diagrama de tensões normais considerado no “Por 2000” para a determinação do momento resistente

Tabela 24 – “Edifício A”, Nível 2: Esforço normal ( $N_{Sd}$ ), momento flector fora do plano máximo ( $M_{Sd}$ ) e momento flector resistente ( $M_{Rd}$ ) obtidos no “Por 2000”



PAREDE	$N_{Sd}$ (kN)	$M_{Sd}$ (kN.m)	$M_{Rd}$ (kN.m)	FS
X01	20.67	0.75	2.53	3.36
X02	20.66	0.75	2.53	3.36
X03	20.67	0.75	2.53	3.36
X04	20.66	0.75	2.53	3.36
Y01	97.37	1.34	11.61	8.65
Y02	97.37	1.34	11.61	8.65

O esforço normal na secção de verificação, corresponde à carga proveniente da laje e a metade do peso da respectiva parede, exemplificando para a parede Y01:

- Laje: 68.88 kN (Tabela 11, secção 4.2.1);
- Peso próprio da parede: 56.47 kN (Tabela 13, secção 4.2.1.1);
- Esforço normal na secção a meio da parede:

$$68.88 + \frac{56.47}{2} = 97.11 \text{ kN} \cong 97.37 \text{ kN} \text{ (indicado na Tabela 24).}$$

Os valores apresentados são os de dimensionamento uma vez que se definiu um valor unitário para os coeficientes de combinação das acções na verificação ao estado limite último à acção sísmica para verificação local da parede.

Na secção a meio vão das paredes segundo Y, o momento resistente admitindo uma distribuição rectangular de tensões (Equação (19)) é de 11.61 kN, valor em conformidade com o obtido pelo programa:

$$M_{Rd} = \frac{97.37 \times 0.25}{2} \times \left( 1 - \frac{97.37}{\frac{(0.85 \times 5000) / 2.00}{0.25 \times 4.00}} \right) = 11.61 \text{ kN.m}$$

O valor de cálculo do momento provocado por acções, actuando perpendicularmente ao plano da parede é obtido do seguinte modo:

$$T_a = 0s$$

Nota:  $T_a = 0s$  de acordo com o ponto 8.1.5.2 da norma sísmica italiana [24].

$$T_1 = 0.05 \times (5.60)^{3/4} = 0.182s$$

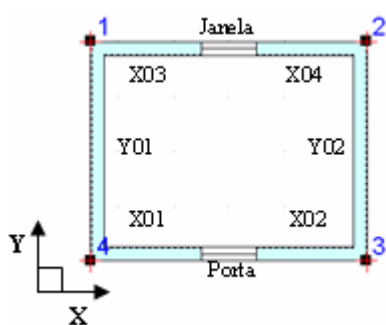
$$S_a = \frac{3 \times 0.08 \times 9.81 \times \left( 1 + \frac{2.80 + \frac{2.80}{2}}{5.60} \right)}{9.81 \times \left( 1 + \left( 1 - \frac{0.000}{0.182} \right)^2 \right)} = 0.21$$

$$q_s = \frac{20.00 \times 0.21 \times 1.00}{3.00} = 1.40 \text{ kN} / m^3$$

Considerando como esquema estático da parede uma viga simplesmente apoiada (Figura 48) o momento flector máximo actuante devido à força sísmica actuando perpendicularmente ao plano da parede vale:

$$M_{Sd} = \frac{(1.40 \times 0.25 \times 4.00) \times 2.8^2}{8} = 1.372 \text{ kN.m} \cong 1.343 \text{ kN.m}$$

Tabela 25 – “Edifício A”, Nível 1: Esforço normal ( $N_{sd}$ ), momento flector fora do plano máximo ( $M_{sd}$ ), momento flector resistente ( $M_{Rd}$ ) e factor de segurança (FS) obtidos no “Por 2000”



PAREDE	$N_{sd}$ (kN)	$M_{sd}$ (kN.m)	$M_{Rd}$ (kN.m)	FS
X01	63.64	0.50	7.48	>10
X02	63.62	0.50	7.48	>10
X03	65.78	0.50	7.71	>10
X04	65.76	0.50	7.71	>10
Y01	221.48	0.88	24.80	>10
Y02	221.48	0.88	24.80	>10

Para o Nível 1, o valor do momento flector resistente e o momento flector actuante devido às acções fora do plano para as paredes segundo Y são obtidos do seguinte modo:

$$M_{Rd} = \frac{221.48 \times 0.25}{2} \times \left( 1 - \frac{221.48}{\frac{(0.85 \times 5000) / 2.00}{0.25 \times 4.00}} \right) = 24.80 \text{ kN.m}$$

$$S_a = \frac{3 \times 0.08 \times 9.81 \times \left( 1 + \frac{2.80}{5.60} \right)}{9.81 \times \left( 1 + \left( 1 - \frac{0.000}{0.182} \right)^2 \right)} = 0.15$$

$$q_s = \frac{20.00 \times 0.135 \times 1.00}{3.00} = 0.90 \text{ kN} / \text{m}^3$$

$$M_{sd} = \frac{(0.90 \times 0.25 \times 4.00) \times 2.80^2}{8} = 0.88 \text{ kN.m}$$

#### 4.4.2 Verificação estática à compressão vertical

A verificação à compressão vertical, por efeito das acções estáticas é efectuada segundo o D.M.'87 que consiste em verificar se a tensão normal na parede é igual ou inferior à tensão resistente de compressão, ver Equações (21) e (22). Esta é uma verificação da

segurança das paredes em relação às cargas verticais incluindo os efeitos da excentricidade.

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{\Phi_t A} \leq \sigma_{Rd} \quad (21)$$

em que:

$\sigma_{Sd}$  – Tensão normal devido às acções verticais;

$N_{Sd}$  – Esforço normal devido às acções verticais;

$A$  – Área da secção transversal da parede;

$\Phi_t$  – Coeficiente de redução da resistência;

$\sigma_{Rd}$  – Tensão normal resistente, ver Equação (22);

$$\sigma_{Rd} = \frac{\sigma_k}{\gamma_M} \quad (22)$$

em que:

$\sigma_k$  – Tensão característica de compressão;

$\gamma_M$  – Factor de segurança da alvenaria ( $\gamma_M = 2.5$ , a definir pelo utilizador).

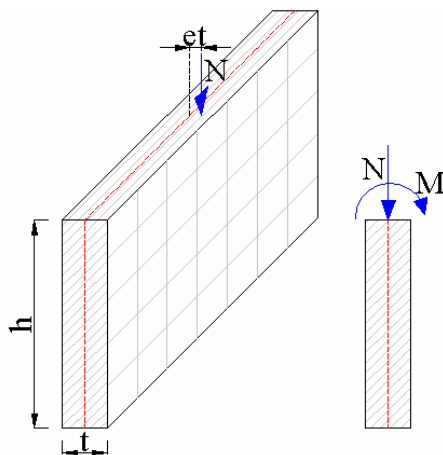


Figura 50 – Excentricidade e esforços devido às acções verticais

O coeficiente de redução da resistência é obtido através da Tabela 26, em função da esbelteza e do coeficiente de excentricidade. Onde “ $e$ ” é o valor da excentricidade do carregamento transversal ( $e_t$ ) ou longitudinal ( $e_l$ ) e “ $h_0$ ” representa a altura efectiva que toma em consideração as condições de contorno.

Tabela 26 – Valores do coeficiente de redução da resistência segundo o D.M.’87 [11]

Esbelteza	Coeficiente de excentricidade $m = 6 e / (t \text{ ou } l)$				
$h_0 / t$	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0
0	1.00	0.74	0.59	0.44	0.33
5	0.97	0.71	0.55	0.39	0.27
10	0.86	0.61	0.45	0.27	0.15
15	0.69	0.48	0.32	0.17	--
20	0.53	0.36	0.23	--	--

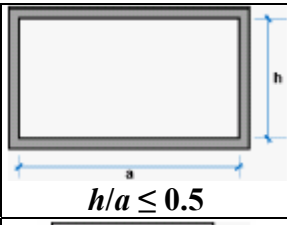
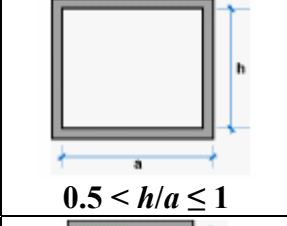
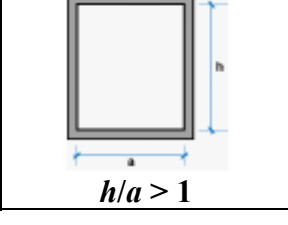
Adicionalmente são efectuadas verificações de esbelteza máxima e de excentricidade máxima. Pelo decreto D.M.’87 a esbelteza deverá ser inferior a 20 e a excentricidade é limitada a um terço da espessura da parede.

Segundo o D.M.’87 a esbelteza da parede é obtida através da relação entre a altura efectiva e a espessura da parede, ver Equação (23). A altura efectiva (Equação (24)), depende da altura da parede e do factor de ligação fora do plano ( $\rho$ ) que para paredes sem aberturas ou paredes com aberturas, desde que a distância entre a ombreira da abertura e a parede transversal seja pelo menos 1/5 da altura da parede respectiva pode ser obtido a partir da Tabela 27. Nesta tabela “a” representa a distância entre paredes transversais que limitam o pano de parede em análise. Nos casos em que as aberturas estejam colocadas a uma distância inferior a 1/5 da altura da parede em análise o valor de  $\rho$  é igual à unidade.

$$\lambda = \frac{h_0}{t} \quad (23)$$

$$h_0 = \rho \times h \quad (24)$$

Tabela 27 – Valores do coeficiente de ligação lateral segundo a D.M.’87 [11]

	Valor de $\rho$
 $h/a \leq 0.5$	1
 $0.5 < h/a \leq 1$	$(3/2) - (h/a)$
 $h/a > 1$	$1/[1+(h/a)^2]$

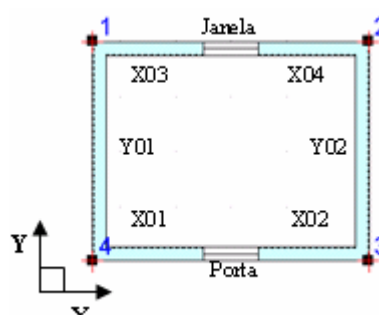
Os resultados das verificações da esbelteza, da excentricidade e da tensão normal para cada parede são apresentados na Tabela 28 para o nível 2, e na Tabela 29 para o nível 1.

Tabela 28 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação estática à compressão vertical obtidos no “Por 2000”

The diagram illustrates a rectangular frame structure. The corners are numbered 1 (top-left), 2 (top-right), 3 (bottom-right), and 4 (bottom-left). The top horizontal member is labeled 'Janela' and the bottom horizontal member is labeled 'Porta'. The vertical members are labeled X01, X02, X03, and X04. The horizontal members are labeled Y01 and Y02. A coordinate system (X, Y) is shown at the bottom left corner.

PAREDE	$h_0/t$	Secção	$N_{Sd}$ (kN)	$e_t$ (cm)	$\Phi_t$	$\sigma_{Sd}$ (kPa)	$\sigma_{Rd}$ (kPa)
X01	8.96	Base	52.00	1.40	0.713	150	2000
		Inter.	38.00	0.70	0.798	100	2000
X02	8.96	Base	51.98	1.40	0.714	150	2000
		Inter.	37.99	0.70	0.798	100	2000
X03	8.96	Base	52.00	1.40	0.713	150	2000
		Inter.	38.00	0.70	0.798	100	2000
X04	8.96	Base	51.98	1.40	0.714	150	2000
		Inter.	37.99	0.70	0.798	100	2000
Y01	8.96	Base	188.04	4.15	0.472	260	2000
		Inter.	160.05	2.07	0.632	200	2000
Y02	8.96	Base	188.04	4.15	0.472	400	2000
		Inter.	160.05	2.07	0.632	250	2000

Tabela 29 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação estática à compressão vertical obtidos no “Por 2000”



PAREDE	$h_0/t$	Secção	$N_{Sd}$ (kN)	$e_t$ (cm)	$\Phi_t$	$\sigma_{Sd}$ (kPa)	$\sigma_{Rd}$ (kPa)
X01	8.96	Base	109.25	1.40	0.713	310	2000
		Inter.	95.25	0.70	0.798	240	2000
X02	8.96	Base	109.21	1.40	0.714	310	2000
		Inter.	95.22	0.70	0.798	240	2000
X03	8.96	Base	112.53	1.40	0.713	320	2000
		Inter.	98.54	0.70	0.798	250	2000
X04	8.96	Base	112.49	1.40	0.714	320	2000
		Inter.	98.50	0.70	0.798	250	2000
Y01	8.96	Base	366.03	4.05	0.480	760	2000
		Inter.	338.05	2.02	0.638	530	2000
Y02	8.96	Base	366.03	4.05	0.480	760	2000
		Inter.	338.05	2.02	0.638	530	2000

Para as paredes segundo a direcção X, o valor do esforço normal na base da parede no nível 2 é obtido pela majoração através do factor de combinação de 1.5 do esforço normal devido às acções da laje (4.91 kN) e do peso próprio da alvenaria (29.74 kN):  $1.5 \times (4.91 + 29.74) = 1.5 \times 34.65 \cong 52 \text{ kN}$ . Na secção intermédia o esforço normal poderá ser obtido através do esforço na base subtraindo metade do correspondente peso próprio:  $52.00 - 1.50 \times (20.00 \times 0.25 \times 2.00 \times 2.80) / 2 = 31.00 \text{ kN}$ , contudo este valor não corresponde ao apresentado pelo programa. Se o valor do peso próprio da parede não for majorado, nesta subtracção, o valor obtido é de 38 kN, coincidindo com o determinado pelo programa. Nas paredes Y01 e Y02 verifica-se a mesma situação.

Para as paredes da direcção Y a distância entre paredes transversais é de 4.00 m, recorrendo à Tabela 27 o correspondente factor de ligação lateral  $\rho$  vale 0.80:  $h / a = 2.80 / 4.00 = 0.70 \rightarrow \rho = 3 / 2 - 0.70 = 0.80$ ; portanto a altura efectiva é de 2.24 m ( $0.80 \times 2.80 = 2.24 \text{ m}$ ); e a esbelteza  $8.96 \left( \frac{2.24}{0.25} = 8.96 \right)$  que respeita o valor máximo permitido no D.M. '87.

A excentricidade na secção da extremidade da parede ( $e_1$ ), quando esta possui a função de contraventamento, corresponde apenas à excentricidade accidental



$\left( \frac{h}{200} = \frac{2.80}{200} = 0.014m \right)$ . Quando a parede é resistente, à excentricidade accidental devem-se adicionar as excentricidades estruturais que incluem a excentricidade do eixo vertical da parede do piso superior relativamente ao eixo vertical da parede do piso subjacente ( $e_{s1}$  determinada pela Equação (25)) e a excentricidade das acções da laje ( $e_{s2}$  determinada pela Equação (26)) (Figura 51). No caso presente, as paredes estão alinhadas em altura pelo que não existe desvio dos eixos verticais das paredes. No menu do programa foi definida uma excentricidade devido às cargas verticais de 20%. Desta forma as paredes na direcção Y (resistentes), para o nível 2, apresentam uma excentricidade estrutural de 2.75 cm:

$$e_{s2} = \frac{68.88 \times (0.20 \times 25)}{56.47 + 68.88} = 2.75 \text{ cm}$$

que, somando à excentricidade accidental, conduz à excentricidade  $e_l$  de 4.15 cm. Salienta-se que esta forma de cálculo da excentricidade parece pouco adequada.

A excentricidade na secção intermédia ( $e_2$ ) é estabelecida pelo D.M.'87 como o somatório de  $\frac{1}{2}$  do valor da excentricidade na secção de extremidade da parede e a excentricidade devida à acção do vento actuando perpendicularmente ao plano da parede, ver Figura 52. No “Por 2000” as acções estáticas que se podem introduzir são apenas forças concentradas, portanto a excentricidade devida ao vento não pode ser determinada.

Na Tabela 28 e na Tabela 29,  $e_t$  representa o valor máximo de  $e_l$  e  $e_2$ , sendo limitada a um terço da espessura da parede o que corresponde a 8.30 cm. Verificando as excentricidades calculadas para cada parede, estas não ultrapassam o valor máximo estabelecido.

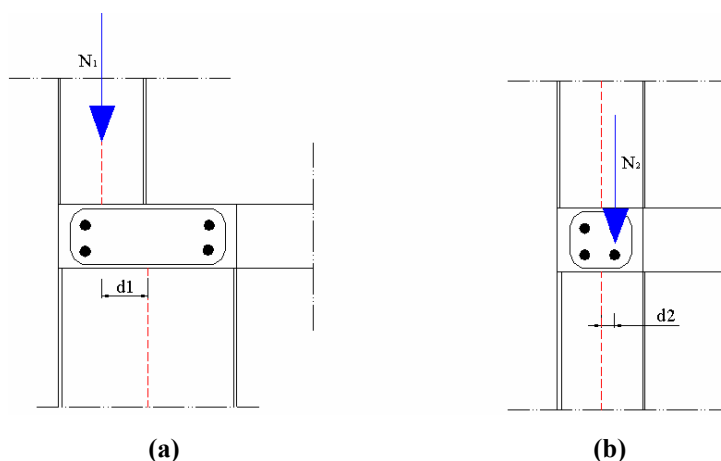


Figura 51 – Excentricidades: (a) Alinhamento das paredes ( $e_{s1}$ ) e (b) Apoio da laje ( $e_{s2}$ )

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2} \quad (25)$$

$$e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2} \quad (26)$$

em que:

$e_{s1}$  – Excentricidade de alinhamento das paredes;

$e_{s2}$  – Excentricidade de apoio da laje;

$N_1$  – Carga proveniente dos pisos superiores;

$N_2$  – Reacção de apoio da laje relativamente à parede a verificar;

$d_1$  – Excentricidade de  $N_1$  relativamente ao eixo vertical da parede;

$d_2$  – Excentricidade de  $N_2$  relativamente ao eixo vertical da parede.

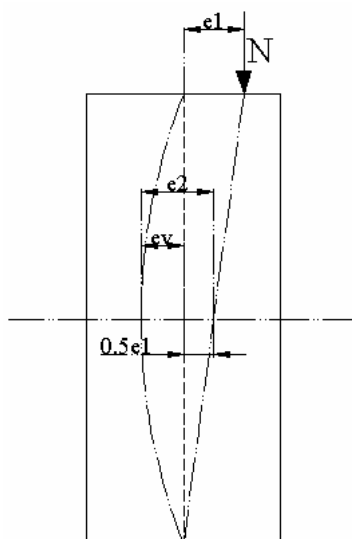


Figura 52 – Esquema relativo aos vários tipos de excentricidades

O coeficiente de redução da resistência é obtido por interpolação linear dos valores da Tabela 26. O coeficiente de excentricidade é de 0.336 para o caso da verificação da tensão normal na base da parede  $\left(m = \frac{6 \times 1.40}{25.00} = 0.336\right)$  e de 0.168 para a verificação na secção intermédia  $\left(m = \frac{6 \times 0.70}{25.00} = 0.168\right)$ . Recorrendo à tabela fornecida no D.M.'87 (Tabela 26) para uma esbelteza de 8.96 os coeficientes de redução da resistência obtidos por interpolação linear são: base – 0.713; intermédia – 0.798.

A tensão normal nas secções a verificar vem afectada pelo coeficiente de redução da resistência que amplifica este valor. Para a parede X01 o valor de esforço normal no nível 2 é obtido pela seguinte forma:

$$\sigma_{Sd} = \frac{52.00}{0.713 \times 0.25 \times 2.00} = 145.86 kPa \cong 150 kPa .$$

Os valores de cálculo da tensão normal nas secções a verificar são inferiores ao valor de cálculo da tensão normal resistente da alvenaria:

$$\sigma_{Rd} = \frac{5000}{2.50} = 2000 kPa ,$$

portanto a verificação da segurança à compressão vertical é satisfeita.

#### 4.4.3 Verificação estática à flexão composta para acções no plano

Segundo D.M.'87, a verificação à flexão composta para acções no plano consiste no cumprimento da condição estabelecida na Equação (27), para a secção da base da parede. Esta verificação é muito semelhante à anterior acrescentado o efeito de flexão de forças horizontais que actuam no plano da parede.

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{\Phi_t \Phi_l A} \leq \sigma_{Rd} \quad (27)$$

em que:

$\Phi_l$  – Coeficiente de redução da resistência no plano.

O coeficiente de redução da resistência no plano é determinado de modo análogo ao coeficiente de resistência fora do plano  $\Phi_t$ , ou seja, recorre-se à Tabela 26, em que o coeficiente de excentricidade é obtido através da excentricidade no plano (Equação (28)) dividindo pelo comprimento da parede e considerando uma esbelteza igual a zero.

Adicionalmente é verificada a excentricidade máxima longitudinal determinada pela Equação (28), não podendo ultrapassar um terço do comprimento da parede.

$$e_l = \frac{V_{Sd} \times h}{2 \times N_{Sd}} \leq \frac{l}{3.0} \quad (28)$$

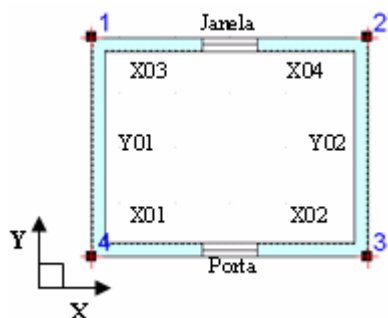
em que:

$e_l$  – Excentricidade longitudinal;

$V_{Sd}$  – Esforço de corte.

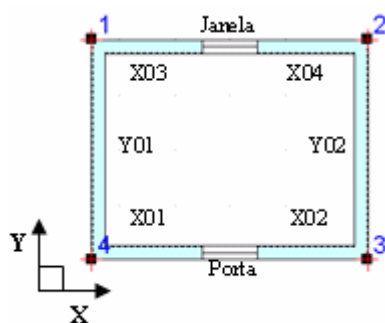
Aplicando a força horizontal de 10 kN em cada nível e no centro de rigidez do edifício determinado pelo programa – 2.50 m (X); 2.27 m (Y); os resultados da verificação estática à flexão composta são apresentados na Tabela 30.

Tabela 30 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação estática à flexão composta para acções fora do plano obtidos no “POR2000”



PAREDE	$h_0/t$	$N_{Sd}$ (kN)	$V_{Sd}$ (kN)	$e_l$ (m)	$\Phi_t$	$\Phi_l$	$\sigma_{Sd}$ (kPa)
X01	8.96	52.00	-2.39	5.80	0.883	0.910	130
X02	8.96	51.98	-2.39	5.80	0.883	0.910	130
X03	8.96	52.00	2.61	5.30	0.883	0.918	130
X04	8.96	51.98	2.61	5.30	0.883	0.918	130
Y01	8.96	188.04	-4.34	3.20	0.580	0.975	330
Y02	8.96	188.04	-5.66	4.20	0.580	0.967	340

Tabela 31 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação estática à flexão composta para acções fora do plano no obtidos no “Por 2000”



PAREDE	$h_0/t$	$N_{Sd}$ (kN)	$V_{Sd}$ (kN)	$e_l$ (m)	$\Phi_t$	$\Phi_l$	$\sigma_{Sd}$ (kPa)
X01	8.96	109.25	-4.78	5.50	0.883	0.914	270
X02	8.96	109.21	-4.78	5.50	0.883	0.914	270
X03	8.96	112.53	5.22	4.90	0.883	0.924	280
X04	8.96	112.49	5.22	4.90	0.883	0.924	280
Y01	8.96	366.03	-8.69	3.30	0.580	0.974	640
Y02	8.96	366.03	-11.32	4.30	0.580	0.966	640

A excentricidade longitudinal, no nível 2 da parede Y01, foi obtida aplicando a Equação (28):

$$e_l = \frac{4.34 \times 2.80}{2 \times 188.04} = 0.032m = 3.20cm .$$

O mesmo procedimento se verifica para a parede Y02:

$$e_l = \frac{5.66 \times 2.80}{2 \times 188.04} = 0.042m = 4.20cm .$$

Em relação às paredes na direcção X aplicando a mesma equação, os valores de excentricidade longitudinal obtidos são aproximadas aos apresentados pelo programa (diferenças relacionadas com o valor da altura efectiva considerado):

$$X01 \text{ e } X02 - e_l = \frac{2.39 \times 2.40}{2 \times 52.00} = 0.055m = 5.50cm ;$$

$$X03 \text{ e } X04 - e_t = \frac{2.61 \times 1.90}{2 \times 52.00} = 0.0480m = 4.80cm.$$

Os coeficientes de resistência são obtidos em função da esbelteza e do coeficiente de excentricidade respectivo, recorrendo à Tabela 26. Para o coeficiente de redução da resistência no plano o valor de esbelteza a entrar na referida tabela é igual a zero ( $\Phi_t = f(\lambda = 0; e_t)$ ). O coeficiente de redução da resistência fora do plano é obtido para a excentricidade fora do plano na secção intermédia ( $1/2$  excentricidade na secção de base da parede).

Na determinação do coeficiente de redução da resistência fora do plano para as paredes na direcção X, o coeficiente de excentricidade é de 0.168  $\left(m = \frac{6 \times 0.70}{25.00} = 0.168\right)$ , para uma esbelteza de 8.96 o coeficiente de redução da resistência correspondente é de 0.795, valor diferente do apresentado pelo programa 0.883. Na direcção Y, o coeficiente de redução da resistência fora do plano determinado manualmente 0.632, também é diferente do obtido pelo programa 0.588.

Observando a tabela para a obtenção dos coeficientes de redução da resistência, o valor determinado pelo programa para minorar a resistência fora do plano ( $\Phi_t = 0.883$ ) obtém-se para a esbelteza de 8.96 e para um coeficiente de excentricidade nulo ( $m = 0$ ), o que não corresponde ao indicado na respectiva norma e pelo próprio manual do programa ( $\Phi_t = f(\lambda; e_t/2)$ ).

Para as paredes X01, X02, X03 e X04, verificando o coeficiente de redução da resistência no plano, para uma esbelteza nula e um coeficiente de excentricidade de 0.174  $\left(m = \frac{6 \times 5.80}{200.00} = 0.174\right)$ , o coeficiente obtido é de 0.91 igual ao determinado pelo programa.

As tensões normais de cálculo são obtidas majorando a tensão normal aplicada na secção a verificar através dos coeficientes de redução da resistência apresentados anteriormente, cumprindo o valor de resistência máxima da alvenaria a esforços normais.

#### 4.4.4 Verificação ao corte devido a acções estáticas

A verificação ao corte devido a acções estáticas (e.g. vento) segundo o D.M.'87 impõe que a acção horizontal de cálculo  $V_{sd}$  seja inferior à resistência ao corte de cálculo  $V_{Rd}$ ,

ver Equação (29). A resistência da alvenaria ao corte é definida como a resistência ao efeito combinado da força horizontal e da acção vertical, ver Equação (2) na secção 2.3.12.3.4.

$$V_{Sd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \times A^* \quad (29)$$

em que:

$V_{Sd}$  – Acção horizontal de cálculo;

$f_{vk}$  – Tensão característica resistente ao corte (Equação (2), secção 2.3.1);

$A^*$  – Área da secção transversal da parede à compressão.

A área da secção transversal da parede à compressão (Figura 53) é determinada aplicando um coeficiente à secção transversal total (Equação (30)), que tem em conta a eventual zona da parede sujeita a tracção, ver Equação (31).

$$A^* = \beta \times A \quad (30)$$

em que:

$\beta$  – Coeficiente de redução da área transversal.

$$\begin{cases} \frac{6e_l}{l} \leq 1 \rightarrow \beta = 1 \\ 1 < \frac{6e_l}{l} \leq 1.3 \rightarrow \beta = \frac{3}{2} - \frac{3e_l}{l} \end{cases} \quad (31)$$

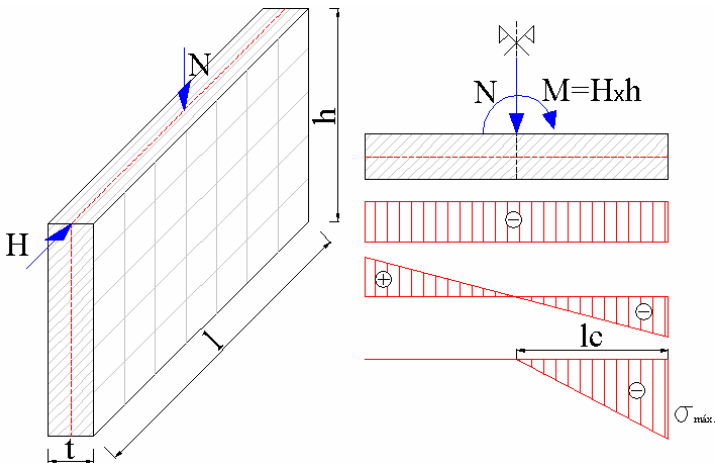
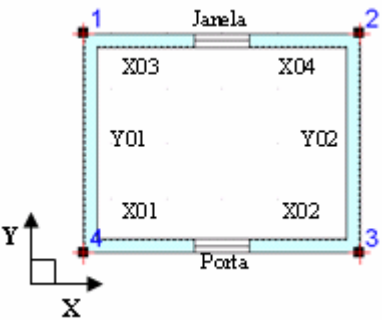


Figura 53 – Diagrama de esforços na secção longitudinal da parede devido às acções verticais e horizontais, caso o *N* fique colocado fora do terço central

A Tabela 32 e a Tabela 33 apresentam os resultados da verificação da segurança ao corte das paredes por efeito das acções horizontais de 10 *kN*.

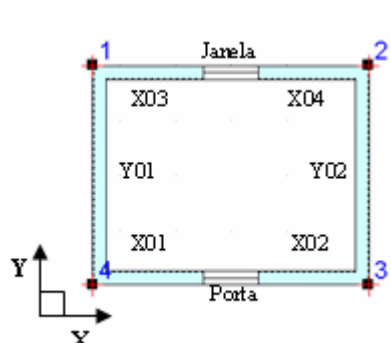
Tabela 32 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação estática ao corte obtidos no “Por 2000”



PAREDE	$N_{Sd}$ (kN)	$V_{Sd}$ (kN)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$\beta$	$f_{vk0}$ (kPa)	$\tau_{Sd}$ (kPa)	$f_{vd}$ (kPa)
X01	52.00	-2.39	0.50	1.00	150	0	77
X02	51.98	-2.39	0.50	1.00		0	77
X03	52.00	2.61	0.50	1.00		10	77
X04	51.98	2.61	0.50	1.00		10	77
Y01	188.04	-4.34	1.00	1.00		0	90
Y02	188.04	-5.66	1.00	1.00		10	90



Tabela 33 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação estática ao corte obtidos no “Por 2000”



PAREDE	N <sub>Sd</sub> (kN)	V <sub>Sd</sub> (kN)	A (m <sup>2</sup> )	β	f <sub>vk0</sub> (kPa)	τ <sub>Sd</sub> (kPa)	f <sub>vd</sub> (kPa)
X01	109.25	-4.78	0.50	1.00	150	10	95
X02	109.21	-4.78	0.50	1.00		10	95
X03	112.53	5.22	0.50	1.00		10	96
X04	112.49	5.22	0.50	1.00		10	96
Y01	366.03	-8.69	1.00	1.00		10	119
Y02	366.03	-11.32	1.00	1.00		10	119

O coeficiente  $\beta$  é igual a 1.00, o que significa que toda a parede está à compressão por acção do vento. Assim toda a secção transversal da parede contribui para a resistência ao corte. A tensão de cálculo ao corte, por exemplo para o nível 1 e parede X01, é determinada da seguinte forma:

$$\tau_{sd} = \frac{4.78}{(0.50 \times 1.00)} = 9.56 \cong 10 \text{ kPa}$$

A tensão resistente de corte, exemplificando para a parede X01, é obtida somando à tensão de resistência ao corte sob compressão nula, 40% da tensão normal a actuar na secção a verificar:

$$f_{vk} = 150.00 + 0.40 \times \frac{109.25}{0.50} = 237.4 \text{ kPa}.$$

Aplicando o factor de segurança da alvenaria, o valor de cálculo da tensão resistente ao corte é de aproximadamente 95 kPa:

$$f_{vd} = \frac{237.40}{2.50} = 94.96 \text{ kPa} \cong 95 \text{ kPa}.$$

***Capítulo 5 – “FEDRA”***

## 5 “FEDRA”

### 5.1 Introdução

Após a análise do “Edifício A” pelo software “Por 2000”, a mesma estrutura foi introduzida no “FEDRA” (Figura 54), e o mesmo procedimento de análise foi adoptado.

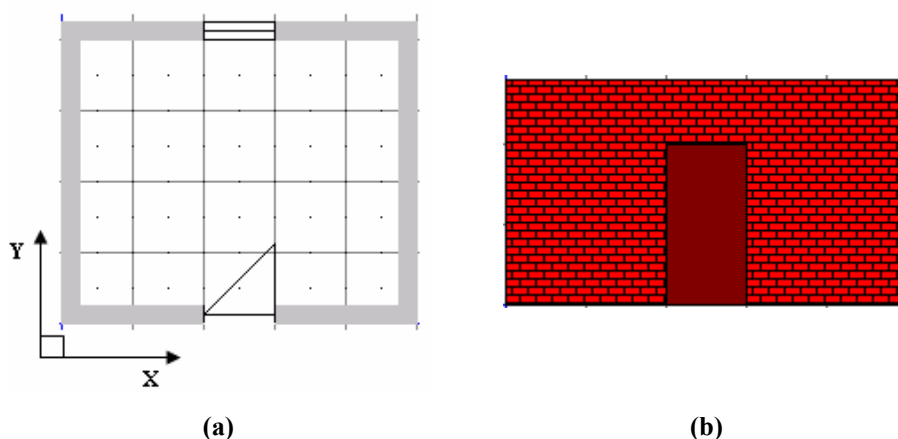


Figura 54 – “Edifício A” gerado no “FEDRA”: (a) Planta e (b) Alçado de um dos pisos

### 5.2 Distribuição das Acções Verticais

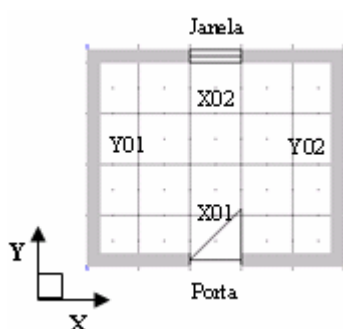
Para a análise do modo de distribuição das acções verticais, considerou-se o “Edifício A” sem qualquer tipo de alteração geométrica. A acção uniformemente distribuída na laje é de  $10 \text{ kN/m}^2$  e o peso próprio das paredes de  $20 \text{ kN/m}^3$ .

#### 5.2.1 Acção vertical uniformemente distribuída na laje

O programa apresenta um módulo de dimensionamento das lajes pelo Método de Marcus (secção 3.2.2) o que implica que a laje é armada automaticamente em duas direcções, se a relação entre os lados estiver compreendida entre 0.50 a 2.00, não possibilitando a definição da orientação pretendida para a laje.

Os valores característicos do esforço normal em cada nível obtidos pelo programa “FEDRA”, por acção de uma acção uniformemente distribuída na laje, são apresentados na Tabela 34.

**Tabela 34 – “Edifício A”: Esforço normal em cada parede devido às acções verticais da laje obtido no “FEDRA”**



PAREDE	N (kN)	
	Nível 1	Nível 2
X01	127.60	63.80
X02	127.60	63.80
Y01	63.60	31.80
Y02	63.60	31.80
<b>Σ</b>	<b>382.4</b>	<b>191.2</b>

No nível 2 o valor total do esforço normal é obtido pela acção vertical na laje de  $10 \text{ kN/m}^2$  a actuar na respectiva área,  $4.75 \times 4.00 \text{ m}^2$ . No nível 1 o valor do esforço normal é duas vezes superior ao obtido para o nível 2, uma vez que a condição de carregamento no piso é a mesma da cobertura.

Relativamente às acções verticais a actuarem em cada parede estas são determinadas de acordo com o dimensionamento das lajes segundo o método de Marcus.

A relação entre os lados da laje é de  $0.84 \left( \frac{l_y}{l_x} = \frac{4.00}{4.75} = 0.84 \right)$ , igualando a Equação (4)

(secção 3.3.1) para ambas as direcções, obtém-se uma relação entre carregamentos de

aproximadamente de  $2.00 \left( \frac{5}{384} \times \frac{g_y \times l_y^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{g_x \times l_x^4}{EI} \rightarrow g_y = 1.9885 g_x \right)$ . Portanto os

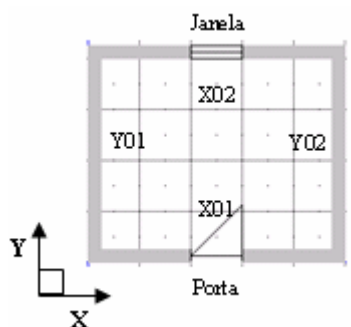
coeficientes  $k_x$  e  $k_y$  valem respectivamente  $0.33$  e  $0.67$

$\left( g_y + g_x = g \rightarrow 1.99 g_x + g_x = g \rightarrow k_x = \frac{1.00}{2.99} \cong 0.33; k_y = 1.00 - 0.33 = 0.67 \right)$ , onde  $g_x = k_x \times g$  e  $g_y$

$= k_y \times g$  e sendo que  $g$  representa a acção uniformemente distribuída de  $10 \text{ kN/m}^2$ .

As acções a actuarem em cada parede dependem das reacções da laje equivalente considerada em cada direcção, ver Tabela 35.

Tabela 35 – “Edifício A”: Distribuição da acção vertical da laje nas duas direcções principais efectuada no “FEDRA”



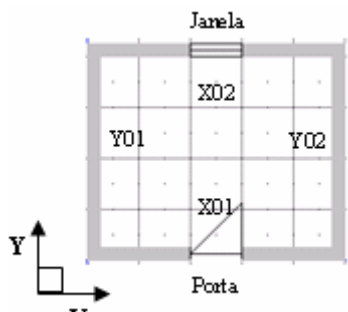
PAREDE	kx	ky	g (kN/m <sup>2</sup> )	g <sub>i</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		p/2 (kN/m)	
				Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
X01							
X02	0.34	0.67	10.00	3.35	6.65	7.96	13.30
Y01							
Y02							

Na direcção X as paredes a suportar a laje são Y01 e Y02, portanto o esforço normal nestas paredes, obtido pelo programa e apresentado na Tabela 34, devido às acções verticais da laje, resulta da multiplicação da reacção oferecida pela parede (por metro linear) pelo respectivo comprimento ( $7.96 \times 4.00 \cong 31.80 kN$ ). Na direcção Y as paredes X01 e X02 suportam a laje, o esforço normal nestas paredes obtém-se pela reacção obtida pelo método de Marcus no dimensionamento da laje multiplicada pelo respectivo comprimento ( $13.30 \times 4.80 \cong 63.80 kN$ ).

### 5.2.2 Peso próprio das paredes

Os valores obtidos de esforço normal pelo programa, apresentados na Tabela 36, não representam apenas o peso próprio das paredes, uma vez que o programa efectua automaticamente o dimensionamento das lajes, considerando sempre as cargas provenientes das lajes na determinação das acções verticais ao nível de cada parede.

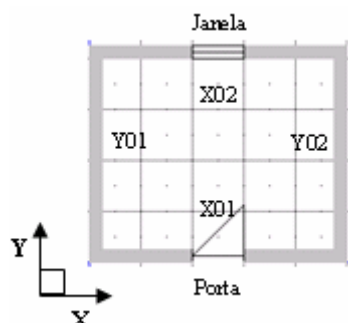
Tabela 36 – “Edifício A”: Esforço normal em cada parede devido às acções verticais da laje e ao peso próprio da alvenaria obtido no “FEDRA”



PAREDE	N (kN)	
	Nível 1	Nível 2
X01	247.60	123.80
X02	257.60	128.80
Y01	175.60	87.80
Y02	175.60	87.80
<b>Σ</b>	<b>856.4</b>	<b>428.2</b>

Subtraindo aos resultados apresentados na tabela anterior os valores do esforço normal obtidos devido à acção na laje (Tabela 34), obtém-se os valores que correspondem apenas ao peso próprio da parede, ver Tabela 37.

Tabela 37 – “Edifício A”: Esforço normal em cada parede devido ao peso próprio da alvenaria obtido no “FEDRA”



PAREDE	N (kN)	
	Nível 1	Nível 2
X01	120.00	60.00
X02	130.00	65.00
Y01	112.00	56.00
Y02	112.00	56.00

As paredes X01 e X02 apresentam um esforço normal devido ao seu peso próprio descontando a área da abertura:

$$X01 - 20.00 \times 0.25 \times (5.00 \times 2.80 - 1.00 \times 2.00) = 60.00 \text{ kN};$$

$$X02 - 20.00 \times 0.25 \times (5.00 \times 2.80 - 1.00 \times 1.00) = 65.00 \text{ kN}.$$

Em relação às paredes na direcção Y, estas apresentam um valor de esforço normal devido ao seu peso:

$$20.00 \times 0.25 \times 4.00 \times 2.80 = 56.00 \text{ kN}.$$

### 5.3 Distribuição das Acções Horizontais

#### 5.3.1 Acção estática

O programa “FEDRA” não permite a introdução de quaisquer acções horizontais estáticas. Portanto para verificar a distribuição das forças horizontais analisam-se de seguida os resultados para acção sísmica, apresentando inicialmente uma descrição do método de quantificação desta acção.

#### 5.3.2 Acção sísmica

Para analisar o resultado da acção sísmica, consideraram-se as acções verticais anteriores ( $g_k = 10 \text{ kN/m}^2$  e p.p. alvenaria =  $20 \text{ kN/m}^3$ ). Adicionalmente, a acção sísmica foi considerada através de um coeficiente sísmico  $a$ , tal que a aceleração horizontal é dada por  $a \times g$ .

A distribuição da acção horizontal total ao nível das lajes para as paredes é efectuada em função da rigidez de cada parede. A determinação da rigidez de cada parede é efectuada recorrendo a uma análise de elementos finitos. O programa discretiza automaticamente a parede (Figura 55) em elementos quadriláteros de 4 nós de estado plano de tensão.

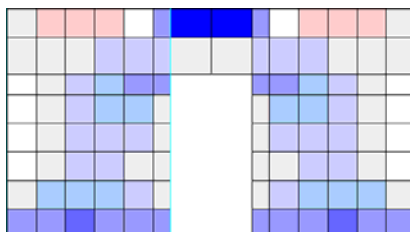


Figura 55 – “Edifício A”: Malha de elementos finitos gerada no “FEDRA”

### 5.3.2.1 Período natural do edifício

O programa “FEDRA” determina o período fundamental do edifício através da Equação (32), para a direcção considerada de actuação da acção sísmica.

$$T = 0.09H \left( \frac{H}{H+L} \right)^{1/2} \times \left( \frac{1}{L} \right)^{1/2} \quad (32)$$

em que:

$T$  – Período fundamental do edifício ( $s$ );

$H$  – Altura do edifício ( $m$ );

$L$  – Largura do edifício na direcção considerada ( $m$ ).

Segundo X:

$$T = 0.09 \times 5.60 \left( \frac{5.60}{5.60 + 5.00} \right)^{1/2} \times \left( \frac{1.00}{5.00} \right)^{1/2} = 0.16s$$

Segundo Y:

$$T = 0.09 \times 5.60 \left( \frac{5.60}{5.60 + 4.00} \right)^{1/2} \times \left( \frac{1.00}{4.00} \right)^{1/2} = 0.19s$$

No cálculo manual utilizou-se a equação para a determinação do período fundamental de vibração de edifícios com alturas até 40  $m$ , definida no EC8, já apresentada no capítulo anterior (igual ao prescrito na norma sísmica italiana), ver Equação (16) na secção 4.4.1. Contudo neste caso, o valor de  $C_t$  não é considerado com o valor de 0.05 mas determinado com base nas Equações (33) e (34).

Os valores do período fundamental do edifício, determinados pelo cálculo manual são apresentados na Tabela 38.



$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \quad (33)$$

$$A_c = \sum \left[ A_i \times \left( 0.2 + \frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right] \quad (34)$$

em que:

$A_c$  – Área efectiva total das paredes ( $m^2$ );

$A_i$  – Área da secção transversal efectiva da parede  $i$  na direcção considerada ( $m^2$ );

$l_{wi}$  – Comprimento da parede  $i$  na direcção paralela às forças aplicadas, com

$l_{wi} / H \leq 0.90$  ( $m$ ).

**Tabela 38 – “Edifício A”: Período fundamental do edifício segundo o EC8 em cada direcção determinado pelo cálculo manual**

Direcção	$A_i$ ( $m^2$ )	$(0.2 + l_i/H)^2$	$A_c$ ( $m^2$ )	$C_t$	$T$ (s)
X	0.50	0.31	0.155	0.095	0.347
	0.50	0.31	0.155		
	0.50	0.31	0.155		
	0.50	0.31	0.155		
Y	1.00	0.84	0.84	0.058	0.211
	1.00	0.84	0.84		

Como se pode constatar os valores do período fundamental obtidos pelo cálculo manual, recorrendo ao EC8, e os determinados pelo programa são bastante diferentes. A determinação do período, pelas equações apresentadas, é muito simplificada, que no caso de um edifício não regular em altura conduz a valores muito diferentes da situação real. Assim como ao considerar  $C_t = 0.05$ , o valor do período fundamental do edifício também é mal estimado.

### 5.3.2.2 Forças estáticas equivalentes

O dimensionamento à acção sísmica é baseado em forças estáticas equivalentes aplicadas em cada piso. A acção sísmica total é definida proporcionalmente ao somatório das acções verticais, através de um factor definido pela razão entre a

aceleração sísmica horizontal no solo e a aceleração da gravidade, ver Equações (35) e (36). Este coeficiente permite introduzir valores de acelerações horizontais sísmicas características de cada país e zona sísmica, e em função do período fundamental do edifício.

A forma de distribuição das forças sísmicas é triangular, i.e. a força sísmica aumenta linearmente em altura, ver Figura 56.

$$F_b = R_d(T) \times M \quad (35)$$

em que:

$R_d(T)$  – Aceleração sísmica horizontal ( $m/s^2$ );

$M$  – Força mássica total ( $kN.s^2/m$ ).

$$R_d(T) = a \times g \quad (36)$$

em que:

$a$  – Coeficiente sísmico;

$g$  – Aceleração da gravidade ( $m/s^2$ ).

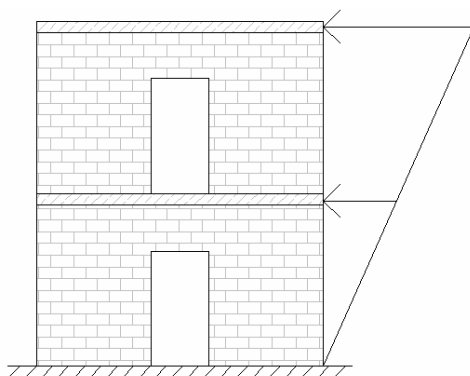


Figura 56 – “Edifício A”: Distribuição em altura da acção sísmica efectuada no “FEDRA”

Para a determinação do valor da aceleração sísmica horizontal, seleccionou-se para a acção sísmica Tipo 1, a Zona D ( $a_g = 0.08g$ ) e solo A (períodos espectrais:  $T_B = 0.16\text{ s}$ ;  $T_C = 0.40\text{ s}$  e  $T_D = 2.40\text{ s}$ . Estimando o período fundamental do edifício pela Equação (16), secção 4.4.1, com  $C_t = 0.05$ , este vale:

$$T_1 = 0.05 \times 5.6^{3/4} = 0.18s$$

Como o período fundamental está compreendido entre  $T_B$  e  $T_C$ , a ordenada do espectro de resposta é obtida pela seguinte Equação (37), com  $S = 1.0$  e  $q = 2.0$ :

$$S_d(T_1) = \frac{a_g}{g} \times S \times \frac{2.5}{q} \quad (37)$$

$$S_d(T_1) = \frac{0.08g}{g} \times 1.0 \times \frac{2.5}{2.0} = 0.10$$

Assim, o coeficiente sísmico vale 0.01 e a aceleração sísmica de dimensionamento 0.01g.

Na Tabela 39 apresentam-se os resultados dos cálculos efectuados pelo programa para a determinação da acção sísmica equivalente e a sua distribuição pelos pisos, ver Equação (10) (secção 4.3.2).

**Tabela 39 – “Edifício A”: Forças sísmicas equivalentes obtidas no “FEDRA”**

Nível	$z_i$ (m)	$M_i$ (kN.s <sup>2</sup> /m)	$F_b$ (kN)	$z_i M_i$	$F_i$ (kN)
2	5.60	32.00	75.00	179.20	44.40
1	2.80	44.00		123.20	30.60
$\Sigma$		76.00	$\Sigma$	302.40	

A força mássica considerada pelo programa para o nível 2 (cobertura) corresponde à massa da laje de cobertura mais metade da massa da parede abaixo da laje:

$$\frac{10.00 \times 19.00 + \frac{1}{2}(2 \times 5.00 \times 11.20 + 5.00 \times 13.00 + 5.00 \times 12.00)}{9.81} = \frac{308.50}{9.81} \cong 32.00ton$$

Em relação ao nível 1, a força mássica determinada pelo programa corresponde à massa da laje de piso e metade da massa das paredes acima e abaixo da laje:

$$\frac{10.00 \times 19.00 + (2 \times 5.00 \times 11.20 + 5.00 \times 13.00 + 5.00 \times 12.00)}{9.81} = \frac{427.00}{9.81} \cong 44.00ton$$

A força de corte basal é obtida aplicando a Equação (35):

$$F_b = (0.10 \times 9.81) \times 76.00 \cong 75.00 \text{ kN}$$

Exemplificando para o nível 2, a força estática equivalente aplicada no respectivo piso vale:

$$F_2 = \frac{5.60 \times 32.00}{302.40} \times 75.00 \cong 44.40 \text{ kN}$$

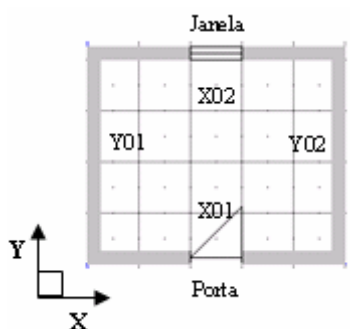
### 5.3.2.3 Distribuição das forças estáticas equivalentes pelas paredes

A distribuição das forças estáticas equivalentes devido à acção sísmica pelas paredes é efectuada proporcionalmente à rigidez das paredes que é determinada pelo método de elementos finitos efectuado pelo programa.

O programa apresenta também os valores aproximados de rigidez das paredes, não considerando as aberturas ( $h = 2.80 \text{ m}$ ), através da Equação (6) apresentada na secção 4.3.1.

Na Tabela 40 apresentam-se os valores de rigidez de cada parede obtidos pelo M.E.F. e os valores aproximados de rigidez efectuados pelo programa.

Tabela 40 – “Edifício A”: Rigidez de cada parede obtida no “FEDRA”



PAREDE	K <sub>x<sub>i</sub></sub> (GN/m)		K <sub>y<sub>i</sub></sub> (GN/m)	
	M.E.F.	Aproximação	M.E.F.	Aproximação
X01	0.477	0.674	0.000	0.000
X02	0.569	0.674	0.000	0.000
Y01	0.000	0.000	0.547	0.512
Y02	0.000	0.000	0.547	0.512

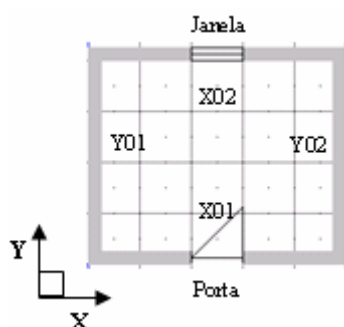
Os valores aproximados de rigidez das paredes apresentam menor discrepância em relação aos valores obtidos pelo M.E.F. quando as paredes não têm aberturas.

Para as paredes segundo a direcção X, o valor aproximado da rigidez considerando a ausência de aberturas é determinado da seguinte forma (Equação (6), secção 4.3.1):

$$K_x = \frac{2.00 \times 5.00 \times 0.25}{1.20 \times 2.80} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{1.20} \times \frac{2.00}{5.00} \times \left(\frac{2.80}{5.00}\right)^2} = 0.674 \text{ kN} / \text{m}$$

A acção horizontal de cada piso é aplicada no centro de massa do piso e se não coincidir com as coordenadas do centro de rigidez, é necessário considerar a componente de rotação da acção sísmica. Os resultados obtidos pelo programa na determinação das coordenadas do centro de rigidez e da inércia polar, são apresentados na Tabela 41.

**Tabela 41 – “Edifício A”: Rigidez, coordenadas do centro de rigidez e inércia polar obtidos no “FEDRA”**



PAREDE	$\frac{K_{x_i}}{K_{y_i}}$ (GN/m)	$\frac{y_i}{x_i}$ (m)	$K_{x_i} \cdot y_i$	$K_{y_i} \cdot x_i$	$x_r$ (m)	$y_r$ (m)	$I_p$ (GN.m)
X01	0.477	0.13	0.060	-	2.50	2.30	10.323
X02	0.569	4.13	2.347	-			
Y01	0.547	0.13	-	0.068			
Y02	0.547	4.88	-	2.667			

As coordenadas do centro de rigidez foram determinadas:

$$x_r = \frac{(0.547 \times 0.130) + (0.547 \times 4.880)}{0.547 + 0.547} = \frac{0.068 + 2.667}{1.094} = 2.500 \text{ m} ;$$

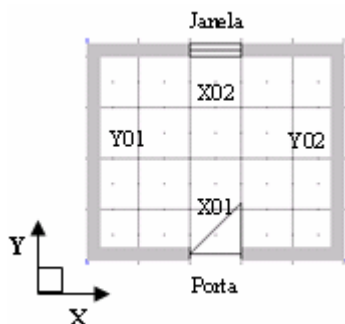
$$y_r = \frac{(0.477 \times 0.130) + (0.569 \times 4.130)}{0.477 + 0.569} = \frac{0.060 + 2.347}{1.046} = 2.300 \text{ m} .$$

Por sua vez, o valor da inércia polar foi obtido através da Equação (8), ver secção 4.3.1:

$$\begin{aligned} I_p &= 0.477 \times (0.130 - 2.300)^2 + 0.569 \times (4.130 - 2.300)^2 \\ &\quad + 0.547 \times (0.130 - 2.500)^2 + 0.547 \times (4.880 - 2.300)^2 \\ &= 10.323 \text{ GN.m} \end{aligned}$$

Na Tabela 42 apresentam-se os resultados obtidos, pelo programa, na determinação das coordenadas do centro de massa.

Tabela 42 – “Edifício A”: Determinação das coordenadas do centro de massa efectuada no “FEDRA”



PAREDE	$M_i$ (kN.sec <sup>2</sup> /m)	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)	$M_i \times y_i$	$M_i \times x_i$	$x_g$ (m)	$y_g$ (m)
X01	12.6	2.50	0.13	1.58	31.55	2.50	2.10
X02	13.1	2.50	4.13	54.16	32.82		
Y01	9.0	0.13	2.00	17.90	1.12		
Y02	9.0	4.88	2.00	17.90	43.63		
$\Sigma$	43.6		$\Sigma$	91.7	109.2		

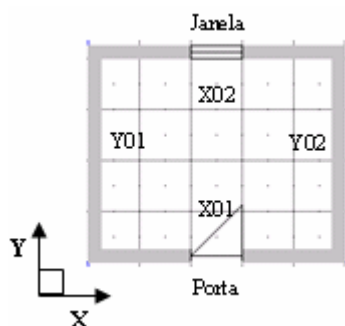
O programa apenas considera a excentricidade do ponto de aplicação da acção sísmica (centro de massa) ao centro de rigidez do edifício, segundo o qual provoca momento torsor. A excentricidade poderá ser amplificada através de um factor ajustado pelo utilizador no programa. Considerando por defeito este factor nulo, as excentricidades resultantes no programa, assim como os momentos torsores são apresentados na Tabela 43.

Tabela 43 – “Edifício A”: Excentricidades e momentos torsores resultantes da acção sísmica obtidos no “FEDRA”

Nível	$x_g$ (m)	$y_g$ (m)	$x_r$ (m)	$y_r$ (m)	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)	$F_i$ (kN)	$M_{zx}$ (kN.m)	$M_{zy}$ (kN.m)
2	2.5	2.1	2.5	2.3	0.0	0.2	44	0	9
1							75	0	15

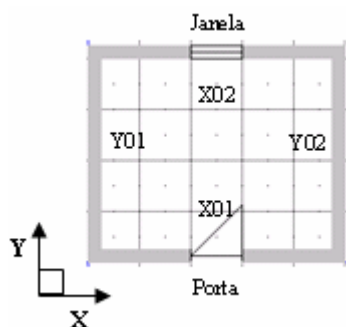
A distribuição efectuada pelo programa, das forças estáticas equivalentes, é apresentada na Tabela 44 e na Tabela 45. Os resultados apresentados foram obtidos através da aplicação das Equações (7) e (9), ver secção 4.3.1.

Tabela 44 – “Edifício A”, Nível 2: Distribuição da força estática equivalente efectuada no “FEDRA”



PAREDE	F <sub>xi</sub> (kN)		F <sub>yi</sub> (kN)	
	"Dir. X"	"Dir. Y"	"Dir. X"	"Dir. Y"
X01	20.25	0.91	0.00	0.00
X02	24.15	0.91	0.00	0.00
Y01	0.00	0.00	0.00	23.24
Y02	0.00	0.00	0.00	23.24

Tabela 45 – “Edifício A”, Nível 1: Distribuição da força estática equivalente efectuada no “FEDRA”



PAREDE	F <sub>xi</sub> (kN)		F <sub>yi</sub> (kN)	
	"Dir. X"	"Dir. Y"	"Dir. X"	"Dir. Y"
X01	34.66	1.54	0.00	0.00
X02	41.26	1.54	0.00	0.00
Y01	0.00	0.00	0.00	39.42
Y02	0.00	0.00	0.00	39.42

A distribuição da força estática equivalente a actuar ao nível da cobertura, na parede X01 é efectuada da seguinte forma:

- na direcção X, pelo facto do edifício ser simétrico nesta direcção, a componente resultante da acção sísmica deve-se apenas à translação,

$$F_{xi} = \frac{0.477}{1.046} \times 44.000 + \frac{0.477}{10.323} \times (2.300 - 0.125) \times 0.000 \cong 20.250 \text{ kN}.$$

- na direcção Y, como o centro de rigidez e de massa não são coincidentes nesta direcção, a componente resultante da acção sísmica deve-se apenas à rotação,

$$F_{xi} = \frac{0.477}{1.046} \times 0.000 + \frac{0.477}{10.323} \times (2.300 - 0.125) \times 9.000 \cong 0.910 \text{ kN}.$$

Em relação ao nível 1, na parede Y01, e para o caso da força estática equivalente a actuar segundo a direcção Y, o procedimento é semelhante:

- na direcção X, a componente resultante da acção sísmica é nula pois nesta direcção não actua a força sísmica nem momento devido a excentricidades,

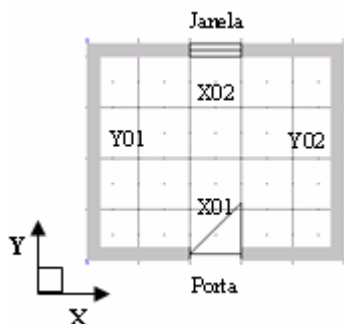
$$F_{xi} = \frac{0.547}{1.094} \times 0.000 + \frac{0.547}{10.323} \times (2.500 - 0.125) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN};$$

- na direcção Y, a componente resultante da acção sísmica deve-se à translação e à rotação,

$$F_{yi} = \frac{0.547}{1.094} \times 75.000 + \frac{0.547}{10.323} \times (2.500 - 0.125) \times 15.000 \cong 39.420 \text{ kN}.$$

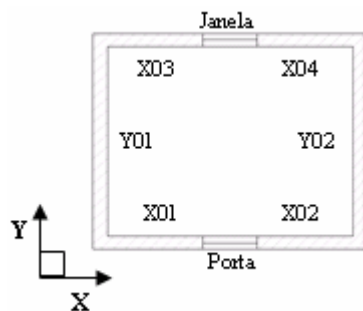
As forças horizontais totais aplicadas às paredes em cada direcção são obtidas pela soma das componentes, considerando uma percentagem de 30% da componente resultante da acção na outra direcção, ver Tabela 46. Na Tabela 47 apresentam-se os valores das forças horizontais em cada parede obtidos pelo cálculo manual.

**Tabela 46 – “Edifício A”: Forças horizontais aplicadas nas paredes devido à acção sísmica obtidas no “FEDRA”**



PAREDE	F <sub>xi</sub> (kN)		F <sub>yi</sub> (kN)	
	Nível 2	Nível 1	Nível 2	Nível 1
X01	20.52	34.66	0.00	0.00
X02	24.43	41.26	0.00	0.00
Y01	0.00	0.00	23.34	39.42
Y02	0.00	0.00	23.34	39.42

**Tabela 47 – “Edifício A”: Forças horizontais aplicadas nas paredes devido à acção sísmica obtidas pelo cálculo manual**

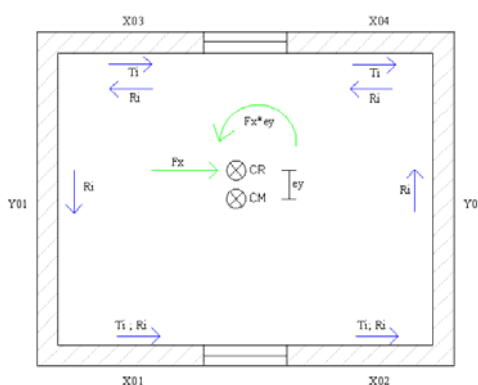


PAREDE	F <sub>xi</sub> (kN)		F <sub>yi</sub> (kN)	
	Nível 2	Nível 1	Nível 2	Nível 1
X01	9.57	16.07	0.00	0.00
X02	9.57	16.07	0.00	0.00
X03	11.89	19.97	0.00	0.00
X04	11.89	19.97	0.00	0.00
Y01	0.00	0.00	19.63	32.97
Y02	0.00	0.00	23.29	39.12



Comparando os resultados apenas para o nível 2, somando as forças obtidas para a parede X01 e X02 pelo cálculo manual, obtém-se um valor de 19.14 kN, aproximadamente igual ao correspondente valor da parede X01 obtido pelo programa 20.52 kN.

As forças horizontais obtém-se pela componente de translação e de rotação das forças estáticas equivalentes (Figura 57), contudo o programa independentemente do sentido do momento, soma estas duas componentes. Por exemplo, para as paredes X03 e X04, ver Figura 57, a componente de rotação é contrária à componente de translação devido ao sismo. Neste caso à componente de translação ( $T_i$ ) deve-se subtrair a componente de rotação ( $R_i$ ) e no programa é realizada a soma destas duas componentes independentemente da sua direcção.



**Figura 57 – “Edifício A”: Esquema da distribuição da componente de translação e de rotação da força estática equivalente actuando segundo X adoptado no cálculo manual**

Para verificar as diferenças entre o método utilizado pelo programa e os dois métodos de análise estática linear existentes para a determinação das forças estáticas equivalentes, efectuou-se uma análise pelo Método da Sobreposição Modal e pelo Método de Rayleigh (Anexo 3). Na Tabela 48, constata-se que a força de corte basal determinado pelo programa é superior às forças de corte basal determinadas pelo Método de Sobreposição Modal e de Rayleigh, cujas forças entre si são aproximadas, ou seja o primeiro modo de vibração da estrutura é efectivamente o mais significativo. O programa aplica em ambas as direcções a mesma força de corte basal. As forças determinadas no “FEDRA” (75 kN) são superiores uma vez que a forma de

determinação, pelo método preconizado no EC8, é mais simplificada (forças tanto maiores quanto maior for a simplificação do seu cálculo).

**Tabela 48 – “Edifício A”: Forças de corte basal obtidas no “FEDRA” e por métodos de análise estática linear: Método da Sobreposição Modal (M.S.M.) e Método de Rayleigh**

Método	F <sub>b</sub> (kN)	
	Dir. X	Dir. Y
“FEDRA”	75.00	75.00
M.S.M.	55.81	57.12
Rayleigh	61.36	58.25

## 5.4 Verificações de Segurança

As verificações aos estados limites últimos são realizadas com base nos valores máximos de esforços obtidos na análise do M.E.F..

### 5.4.1 Verificação da segurança às acções verticais

A verificação de segurança às acções verticais é baseada no EC6, verificando adicionalmente a esbelteza máxima permitida. O programa considera duas combinações de acções para a verificação à compressão axial:

- Combinação base sobrecarga sem sismo –  $N_{sd} = 1.35g_k + 1.50q_k$  ;
- Combinação base sismo com sobrecarga -  $N_{sd} = 1.00g_k + \gamma_1 A_{Ed} + \psi_2 q_k$  .

Para o edifício em estudo as acções definidas no programa foram apenas acções permanentes (laje e peso próprio das paredes) e acção do sismo.

O factor de segurança da alvenaria adoptado pelo programa foi de 2.2 segundo a Tabela 2.3 do EC6, de acordo com o tipo de unidades especificado pelo utilizador.

### 5.4.1.1 Acção base sobrecarga sem sismo

A Tabela 49 apresenta os resultados da verificação de segurança às acções verticais efectuada pelo programa, para as paredes do primeiro piso. Nesta tabela:  $h_0/t$  é a esbelteza da parede (altura efectiva/espessura); *Secção* onde o programa faz a verificação às acções verticais;  $N_{Sd}$  é o esforço normal na secção a verificar devido às acções verticais;  $\sigma_{Sd}$  é a tensão máxima de compressão que resulta da análise dos elementos finitos;  $e$  a excentricidade devido às acções verticais, às acções horizontais, à excentricidade accidental e devido também à fluência na secção intermédia;  $\Phi$  coeficiente de redução da resistência; e  $N_{Rd}$  esforço normal resistente de cálculo.

**Tabela 49 – “Edifício A”, Nível 2, combinação base sobrecarga: Resultados da verificação às acções verticais obtidos no “FEDRA”**

PAREDE	$h_0/t$	Secção	$N_{Sd}$ (kN/m)	$\sigma_{Sd}$ (MPa) M.E.F	$M_{Sd}$ (kN.m/m)	$e$ (m)	$\Phi$	$N_{Rd}$ (kN/m)
X01	8.4	Topo	17.23	-	1.72	0.105	0.16	90.9
		Inter.	23.71	-	0.34	0.019	0.85	-
		Base	33.43	-0.18	1.72	0.056	0.55	312.5
X02	8.4	Topo	17.23	-	1.72	0.105	0.16	90.9
		Inter.	24.25	-	0.34	0.019	0.85	-
		Base	34.78	-0.18	1.72	0.054	0.57	323.9
Y01	8.4	Topo	10.73	-	1.07	0.105	0.16	90.9
		Inter.	18.29	-	0.21	0.122	0.87	-
		Base	29.63	-0.13	1.07	0.041	0.67	380.7
Y02	8.4	Topo	10.73	-	1.07	0.105	0.16	90.9
		Inter.	18.29	-	0.21	0.117	0.87	-
		Base	29.63	-0.13	1.07	0.041	0.67	380.7

A altura efectiva das paredes é obtida através da respectiva altura ( $h = 2.80\text{ m}$ ) multiplicado por um factor que tem em consideração o esquema de ligação das paredes às lajes e depende do número de bordos restringidos –  $\rho_n$ . Para paredes com bordos livres devido à existência de aberturas os coeficientes  $\rho_3$  e  $\rho_4$  são considerados iguais a  $\rho_2$ , como mais desfavorável.

Os esforços devidos às acções verticais são apresentados por unidade de comprimento da parede. Por exemplo, para a parede X01, o valor de esforço normal de

cálculo na secção de topo da parede é obtido pela majoração das acções provenientes da laje por um factor de 1.35.

Segundo o “Anexo C I” do EC6, a excentricidade devido às acções verticais na laje vem reduzida de um factor  $(1 - k / 4)$ , se a tensão normal instalada na secção a verificar for inferior a  $0.25 \text{ MPa}$ . Assim, o programa para cada parede e secção a analisar determina o valor do momento instalado por efeito das acções da laje que suporta, reduzindo este valor com o factor anteriormente apresentado se se verificar a condição imposta. O momento na secção de topo é calculado segundo a metodologia expressa no referido anexo. O diagrama de momentos na parede em altura devido às acções verticais da laje é linear, com o mesmo valor no topo e na base da parede, e na secção intermédia o momento é obtido a partir destes valores (20%  $M$ ).

A excentricidade pelo efeito das acções verticais é obtida pela razão entre o momento e o esforço normal, que segundo o “Anexo C I” não pode ser superior a 40% da espessura da parede, que caso tal se verifique esta deverá tomar o valor máximo  $(0.4t)$ .

A excentricidade total em cada secção é obtida pela excentricidade devido às acções verticais, às acções horizontais e ainda, à excentricidade accidental, ver Equação (38).

Na secção intermédia, é também considerada a excentricidade de fluência, que pode ser igual a zero para todas as paredes executadas com unidades cerâmicas e de pedra natural, e para paredes cuja esbelteza não seja superior a 15, executadas com outro material. Neste caso a excentricidade devido à fluência é nula uma vez que a esbelteza é inferior a 15 ( $\lambda = 8.4$ ), ver Equação (39).

$$e_i = \frac{M_i}{N_i} + e_{hi} + \frac{h_0}{450} \quad (38)$$

em que:

$M_i$  – Momento flector na secção extrema da parede;

$N_i$  – Esforço normal na secção extrema da parede;

$e_{hi}$  – Excentricidade devido às acções horizontais na secção extrema da parede;

$h_0$  – Altura efectiva.

$$e_m = \left( \frac{M_m}{N_m} + e_{hm} + e_a \right) + e_k \quad (39)$$

em que:

$M_m$  – Momento flector na secção intermédia da parede;

$N_m$  – Esforço normal na secção intermédia da parede;

$e_{hm}$  – Excentricidade devido às acções horizontais na secção intermédia da parede;

$e_a$  – Excentricidade accidental;

$e_k$  – Excentricidade devido à fluência.

O valor de excentricidade total obtido não pode ser inferior a 5% a espessura da parede, se tal se verificar deve ser adoptado o valor mínimo.

Os coeficientes de redução da resistência às acções verticais são obtidos através da Equação (40), para todas as secções da parede a analisar. Segundo o EC6, Anexo G, o valor do coeficiente de redução da resistência para a secção intermédia é obtido através da Equação (41). Contudo as diferenças do coeficiente de redução obtido por ambas as equações não são significativas e normalmente a secção crítica não é a secção intermédia, por isso os cálculos da verificação às acções verticais são efectuados apenas para a secção de topo ou de base.

$$\Phi_{i,m} = 1 - 2 \frac{e_{i,m}}{t} \quad (40)$$

em que:

$e_{i,m}$  – Excentricidade na secção de extremos ou intermédia da parede;

$t$  – Espessura da parede.

$$\Phi_m = A_1 e^{\frac{-\mu}{2}} \quad (41)$$

onde:

$$A_1 = 1 - \frac{2e_{mk}}{t} \quad (42)$$

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}} \quad (43)$$

em que:

$e_{mk}$  – Excentricidade na secção intermédia da parede;

$t$  – Espessura da parede;

$h_{ef}$  – Altura efectiva;

$t_{ef}$  – Espessura efectiva da parede.

A resistência da parede é governada pelo menor coeficiente de redução com a respectiva secção condicionante (Equação (44)). A verificação da segurança passa pela observância da seguinte condição: o valor de cálculo do esforço normal da secção condicionante deverá ser menor ou inferior ao valor de cálculo da capacidade resistente.

$$N_{Rd} = \frac{\Phi_{i,m} t f_k}{\gamma_M} \quad (44)$$

em que:

$\Phi_{i,m}$  – Coeficiente de redução da resistência;

$t$  – Espessura da parede;

$f_k$  – Resistência característica à compressão da alvenaria;

$\gamma_M$  – Coeficiente parcial de segurança.

Na secção de base da parede a verificação de segurança é efectuada comparando o esforço normal máximo obtido pela análise do M.E.F. com a capacidade resistente. A malha de elementos finitos é gerada por defeito para 8 divisões em altura. A seguir apresentam-se os cálculos esquematizados efectuados pelo programa para o caso da parede X01 ao nível do primeiro piso (nível 2):

- Determinação da altura efectiva –  $h_0$ :

A parede é considerada apenas restringida no topo e na base, como situação mais desfavorável, por lajes de betão armado:  $\rho_2 = 0.75$ .

A altura efectiva:  $h_0 = \rho_2 \times h = 0.75 \times 2.80 = 2.10m$ .

- Determinação da esbelteza –  $\lambda$ :

A esbelteza é obtida pela seguinte forma:  $\lambda = \frac{h_0}{t} = \frac{2.10}{0.25} = 8.40$ .

Nesta fase o programa faz a verificação do valor máximo da esbelteza definido no EC6, cláusula 4.4.6 –  $\lambda \leq 27$ .

- Determinação da capacidade resistente –  $N_{Rd}$ :

- a) Na secção de topo

O cálculo do momento no topo da parede é efectuado de forma aproximada isolando o nó que se pretende analisar, resultando do esquema simplificado da Figura 58.

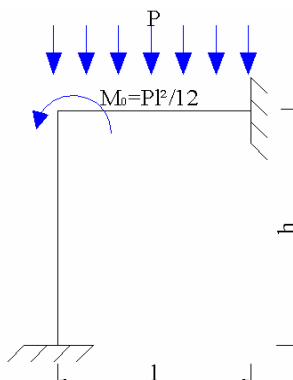


Figura 58 – “Edifício A”, Nível 2: Esquema simplificado de cálculo do momento no topo da parede X01 adoptado pelo “FEDRA”

Para um valor da carga uniformemente distribuída na laje de  $6.70 \text{ kN/m}^2$  (direcção Y), o momento no nó determina-se pela Equação (45):

$$M_0 = \frac{p \times l^2}{12} \quad (45)$$

$$M_0 = \frac{(1.35 \times 6.70) \times 4.00^2}{12} = 12.06 \text{ kN.m / m}$$

A partir das relações de rigidez entre a laje e a parede obtém-se a percentagem de momento absorvido pela parede, com recurso à Equação (46):

$$c_d = \frac{\left(\frac{EI}{L}\right)_{parede}}{\left(\frac{EI}{L}\right)_{laje} + \left(\frac{EI}{L}\right)_{parede}} \quad (46)$$

Admitindo  $L_{parede} = 2.40 \text{ m}$  (altura efectiva) e  $L_{laje} = 4.00 \text{ m}$  (vão equivalente):

$$c_d = \frac{\left(\frac{5.00 \times (1.00 \times 0.25^3 / 12)}{2.40}\right)}{\left(\frac{27.50 \times (1.00 \times 0.20^3 / 12)}{4.00}\right) + \left(\frac{5.00 \times (1.00 \times 0.25^3 / 12)}{2.40}\right)} = 0.37 ;$$

$$M_1 = 12.06 \times 0.37 = 4.46 \text{ kN.m / m} .$$

A tensão normal instalada na parede vale:

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{l \times t} = \frac{(1.35 \times 63.80)}{5.00 \times 0.25} = 68.90 \text{ kPa} \cong 0.069 \text{ MPa} ,$$

como a tensão instalada é inferior a  $0.25 \text{ MPa}$ , o momento flector é reduzido do factor  $(1 - k / 4)$ , em que  $k$  é a razão entre a rigidez da laje e a rigidez da parede, ver Equação (47):

$$k = \frac{\left(\frac{EI}{L}\right)_{Laje}}{\left(\frac{EI}{L}\right)_{Parede}} \quad (47)$$

$$k = \frac{\left(\frac{27.50 \times (1.00 \times 0.20^3 / 12)}{4.00}\right)}{\left(\frac{5.00 \times (1.00 \times 0.25^3 / 12)}{2.40}\right)} = 1.69 \neq 0.92 .$$

*Nota:* O valor de  $k$  determinado pelo programa é de 0.92 diferente do calculado manualmente 1.96. Assumindo  $k = 0.92$  para prosseguir com o cálculo manual.

O momento reduzido no topo da parede é igual a:

$$M_{1(red.)} = 4.46 \times 0.92 = 4.10 \text{ kN.m / m} .$$



A excentricidade devido às acções verticais –  $4.10/17.23 = 0.24m$ , é superior a 40% da espessura da parede –  $0.40/0.25 = 0.10m$ ; a excentricidade a adoptar é o valor máximo. Deste modo a excentricidade na secção de topo da parede vale:

$$e_i = 0.100 + 0.000 + \frac{(0.750 \times 2.800)}{450} \cong 0.105m \geq 0.05t = 0.013m \text{ ok}$$

Se a excentricidade é limitada a 0.10 m o momento no topo da parede vale:  $0.10 \times 17.23 = 1.723 \text{ kN.m}$ .

Finalmente, obtém-se o valor do coeficiente de redução da capacidade  $\Phi_i$ :

$$\Phi_i = 1 - 2 \times \frac{0.105}{0.250} = 0.160$$

A resistência da parede na secção de topo é igual a:

$$N_{Rd} = \frac{0.16 \times 0.25 \times 5000}{2.2} = 90.91 \text{ kN / m}$$

b) Na secção intermédia

O momento na secção de base da parede  $M_2$ , obedecendo à excentricidade máxima permitida, vale:

$$M_2 = -0.10 \times 17.23 = -1.723 \text{ kN.m},$$

pelo que o momento máximo na secção intermédia da parede vale:

$$M_M = 0.6M_1 + 0.4M_2 = 0.2 \times 1.723 = 0.345 \text{ kN.m / m}$$

A excentricidade na secção intermédia  $e_m$  vale:

$$e_m = \frac{0.345}{23.710} + 0.000 + \frac{(0.750 \times 2.800)}{450} + 0.000 \cong 0.019 \geq 0.05t = 0.013 \text{ ok}.$$

O valor do coeficiente de redução da capacidade  $\Phi_m$ :

$$\Phi_m = 1 - \frac{2e_{mk}}{t} e^{-\frac{u^2}{2}};$$

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}};$$

$$u = \frac{\frac{2.100}{0.250} - 2}{23 - 37 \times \frac{0.019}{0.250}} = 0.297 ;$$

$$\Phi_m = 1 - \frac{2 \times 0.019}{0.250} e^{-\frac{0.297^2}{2}} = 0.855;$$

$$\Phi_m = 1 - \frac{2 \times 0.019}{0.250} = 0.848.$$

O coeficiente de redução apresenta, praticamente, o mesmo valor para ambas as equações, o que não influencia os resultados pois, normalmente não é secção intermédia a crítica, mas sim a de topo e a de base para a qual se faz a verificação da resistência às acções verticais.

c) Na secção de base

A excentricidade na secção de base da parede,  $e_i$ , vale:

$$e_i = \frac{1.723}{33.400} + 0.000 + \frac{(0.750 \times 2.800)}{450} \cong 0.056m \geq 0.05t = 0.013m \text{ ok}$$

O valor do coeficiente de redução da capacidade,  $\Phi_i$ :

$$\Phi_m = 1 - 2 \times \frac{0.056}{0.250} = 0.552$$

A resistência da parede na secção de base é igual a

$$N_{Rd} = \frac{0.55 \times 0.25 \times 5000}{2.2} = 312.50 kN / m$$

Como a secção condicionante na verificação da segurança às acções verticais é a secção com menor coeficiente de redução então, neste caso, é a secção de topo da parede:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \rightarrow 17.23 \text{ kN/m} \leq 90.91 \text{ kN/m} \text{ ok.}$$

Na Tabela 50 apresentam-se os restantes resultados da verificação de segurança às acções verticais efectuada pelo programa, para as paredes do rés-do-chão.

Tabela 50 – “Edifício A”, Nível 1, combinação base sobrecarga: Resultados da verificação às acções verticais obtidos no “FEDRA”

PAREDE	$h_0/t$	Secção	$N_{Sd}$ (kN/m)	$\sigma_{Sd}$ (MPa) M.E.F	$M_{Sd}$ (kN.m/m)	$e$ (m)	$\Phi$	$N_{Rd}$ (kN/m)
X01	8.4	Topo	50.65	-	3.65	0.077	0.39	221.6
		Inter.	57.13	-	0.73	0.017	0.86	-
		Base	66.85	-0.38	3.65	0.055	0.53	301.1
X02	8.4	Topo	52.00	-	3.65	0.075	0.40	227.3
		Inter.	59.02	-	0.73	0.017	0.86	-
		Base	69.59	-0.41	3.65	0.057	0.54	306.8
Y01	8.4	Topo	40.37	-	2.78	0.074	0.41	233.0
		Inter.	47.93	-	0.56	0.016	0.87	-
		Base	59.27	-0.26	2.78	0.041	0.59	335.2
Y02	8.4	Topo	40.36	-	2.78	0.074	0.41	233.0
		Inter.	47.92	-	0.56	0.016	0.87	-
		Base	59.26	-0.26	2.78	0.052	0.59	335.2

#### 5.4.1.2 Acção base sismo com sobrecarga

O coeficiente de importância do edifício, por definição da estrutura como edifício comum, é igual a 1.0 (ver [6]). O factor de combinação da sobrecarga para a combinação base sismo adoptado pelo programa é de 0.30.

Os valores do esforço normal vão ser diferentes dos apresentados para acção base sobrecarga uma vez que, os factores de combinação das acções são diferentes. Neste caso considera-se a excentricidade resultante das acções horizontais sísmicas ( $e_{hi}$ ). A tensão normal máxima na secção de base da parede é a obtida pela análise do Método dos Elementos Finitos para a respectiva combinação de acções.

A Tabela 51 e a Tabela 52 apresentam os resultados da verificação de segurança à compressão axial para a combinação base sismo.

Tabela 51 – “Edifício A”, Nível 2, combinação base sismo: Resultados da verificação às ações verticais obtidos no “FEDRA”

PAREDE	Secção	N <sub>Sd</sub> (kN/m)	$\sigma_{Sd}$ (MPa) M.E.F	M <sub>Sd</sub> (kN.m/m)	e (m)	$\Phi$	N <sub>Rd</sub> (kN/m)
X01	Topo	12.76	-	1.28	0.105	0.16	90.9
	Inter.	17.56	-	0.26	0.019	0.85	-
	Base	24.76	-0.22	1.28	0.056	0.55	312.5
X02	Topo	12.76	-	1.28	0.105	0.16	90.9
	Inter.	17.96	-	0.26	0.019	0.85	-
	Base	25.76	-0.22	1.28	0.054	0.57	323.9
Y01	Topo	7.95	-	0.79	0.105	0.16	90.9
	Inter.	13.55	-	0.16	0.016	0.87	-
	Base	21.95	-0.19	0.79	0.041	0.67	380.7
Y02	Topo	7.95	-	0.79	0.105	0.16	90.9
	Inter.	13.55	-	0.16	0.016	0.87	-
	Base	21.95	-0.19	0.79	0.041	0.67	380.7

Tabela 52 – “Edifício A”, Nível 1, combinação base sismo: Resultados da verificação às ações verticais obtidos no “FEDRA”

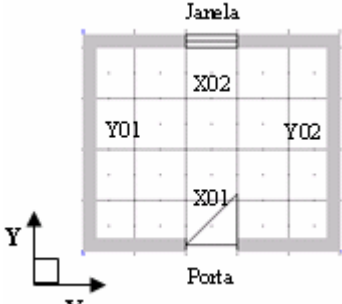
PAREDE	Secção	N <sub>Sd</sub> (kN/m)	$\sigma_{Sd}$ (MPa) M.E.F	M <sub>Sd</sub> (kN.m/m)	e (m)	$\Phi$	N <sub>Rd</sub> (kN/m)
X01	Topo	37.52	-	2.70	0.077	0.39	221.6
	Inter.	42.32	-	0.54	0.017	0.86	-
	Base	49.52	-0.41	2.70	0.059	0.53	301.1
X02	Topo	38.52	-	2.70	0.075	0.40	227.3
	Inter.	43.72	-	0.54	0.017	0.86	-
	Base	51.52	-0.41	2.70	0.057	0.54	306.8
Y01	Topo	29.90	-	2.06	0.074	0.41	233.0
	Inter.	35.50	-	0.41	0.016	0.87	-
	Base	93.90	-0.35	2.06	0.052	0.59	335.2
Y02	Topo	29.90	-	2.06	0.074	0.41	233.0
	Inter.	35.50	-	0.41	0.016	0.87	-
	Base	93.90	-0.35	2.06	0.052	0.59	335.2

### 5.4.2 Verificação da segurança ao corte

A verificação da segurança ao corte é efectuada para a combinação de acções base sismo. A verificação consiste na satisfação da condição apresentada na Equação (48), na qual o valor de cálculo do esforço de corte deverá ser igual ou inferior ao valor de cálculo da resistência ao corte da alvenaria. O máximo esforço de corte por unidade de comprimento da parede corresponde à máxima tensão de corte, obtida pela análise do M.E.F., enquanto que a capacidade resistente ao corte da parede é obtida pela Equação (2), ver secção 2.3.1. O valor da resistência ao corte é multiplicado por 0.7 de acordo com a cláusula 3.6.3 alínea (7) do EC6. A Tabela 53 e a Tabela 54 apresentam os valores obtidos na verificação ao corte.

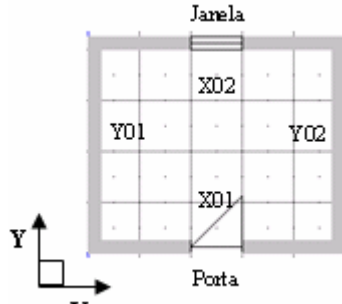
$$V_{sd} \leq V_{Rd} \quad (48)$$

Tabela 53 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação ao corte obtidos no “FEDRA”



PAREDE	$\tau_{Sd}$ (MPa)	$V_{Sd}$ (kN/m)	$\sigma_{Sd}$ (MPa)	$f_{vk0}$ (MPa)	$f_{vk}$ (MPa)	$f_{vk \text{ lim.}}$ (MPa)	$V_{Rd}$ (kN/m)
X01	0.042	10.60	0.217	0.15	0.166	1.50	18.80
X02	0.041	10.30	0.216		0.165		18.80
Y01	0.036	9.00	0.189		0.158		17.90
Y02	0.036	9.00	0.189		0.158		17.90

Tabela 54 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação ao corte obtidos no “FEDRA”



PAREDE	$\tau_{Sd}$ (MPa)	$V_{Sd}$ (kN/m)	$\sigma_{Sd}$ (MPa)	$f_{vk0}$ (MPa)	$f_{vk}$ (MPa)	$f_{vk \text{ lim.}}$ (MPa)	$V_{Rd}$ (kN/m)
X01	0.080	19.90	0.409	0.15	0.219	1.50	24.90
X02	0.076	19.10	0.411		0.220		25.00
Y01	0.065	16.30	0.353		0.204		23.20
Y02	0.065	16.30	0.353		0.204		23.20

A tensão de corte utilizada na verificação ao corte não corresponde ao valor máximo obtido pelo M.E.F.. Analisando as tensões nos elementos de parede verifica-se que a tensão de corte, utilizada pelo programa para a verificação da segurança, nas paredes com aberturas corresponde a 80% do valor da máxima tensão obtida pelo M.E.F., enquanto que nas paredes sem aberturas esse valor é o da tensão máxima obtida. A tensão normal para o cálculo da capacidade resistente da alvenaria ao corte corresponde ao valor máximo obtido pelo M.E.F. para a combinação de acções em causa.



***Capítulo 6 – “AEdEs-PC.M”***



## 6 “AEDES – PC.M”

### 6.1 Introdução

Modelou-se o “Edifício A” na versão “PC.M” do “AEDES” (Figura 59) analisando os métodos de análise adoptados e os resultados obtidos. Após esta análise transferiu-se o modelo gerado para a versão “PC.E” que automaticamente modela a estrutura com barras equivalentes, de modo a efectuar a análise sísmica pela norma italiana “Ordinanza 3274/2003” [24].

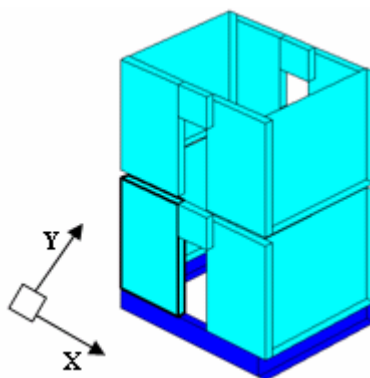


Figura 59 – “Edifício A”: Modelo sólido gerado no “AEDES-PC.M”

### 6.2 Distribuição das Acções Verticais

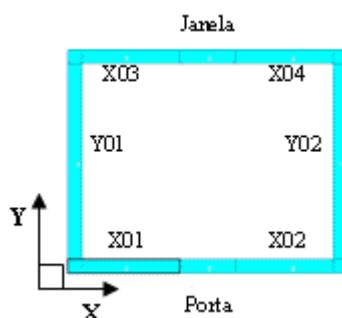
Para analisar o modo de distribuição das acções verticais pelas paredes, em primeiro lugar definiram-se várias orientações possíveis para as lajes com uma acção uniformemente distribuída de  $10 \text{ kN/m}^2$  e desprezando o peso próprio da alvenaria. Numa segunda fase desprezou-se a acção da laje e considerou-se um peso próprio de  $20 \text{ kN/m}^3$  para as paredes.

### 6.2.1 Acção vertical uniformemente distribuída na laje

#### 6.2.1.1 Laje orientada na direcção X

O programa permite definir a orientação da laje, neste caso optou-se por uma laje orientada apenas segundo a direcção X, com uma acção uniformemente distribuída de  $10 \text{ kN/m}^2$ . Portanto as paredes na direcção Y vão receber cada uma metade do valor correspondente à acção vertical da laje. Os valores de esforço normal em cada parede devido apenas à acção vertical na laje são apresentados na Tabela 55.

Tabela 55 – “Edifício A”, lajes armadas na direcção X: Esforço normal em cada parede devido à acção vertical na laje obtido no “AEdEs-PC.M”



PAREDE	N (kN)	
	Nível 1	Nível 2
X01	0.00	0.00
X02	0.00	0.00
X03	0.00	0.00
X04	0.00	0.00
Porta	0.00	0.00
Janela	0.00	0.00
Y01	178.12	89.06
Y02	178.12	89.06
<b>Σ</b>	<b>356.26</b>	<b>178.13</b>

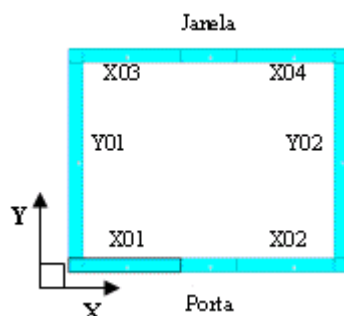
Os valores de esforço normal nas paredes devido à acção vertical na laje, no Nível 1, são o dobro dos valores apresentados para o Nível 2. O programa considera uma área de laje igual a  $3.75 \times 4.75 \text{ m}^2$  ( $17.81 \text{ m}^2$ ), ou seja, a área definida pelo perímetro intermédio das paredes.

#### 6.2.1.2 Laje orientada na direcção Y

O programa permite definir para além da direcção em que a laje está orientada, uma percentagem da acção vertical que as paredes de contraventamento vão receber. Assim

apresentam-se na Tabela 56 os valores de esforço normal no caso de definir a laje orientada na direcção Y e com 20% da acção vertical a ser suportada pelas paredes segundo Y.

**Tabela 56 – “Edifício A”, lajes bidireccionais: Esforço normal em cada parede devido à acção vertical na laje obtido no “AEdEs-PC.M”**



PAREDE	N (kN)	
	Nível 1	Nível 2
X01	56.26	28.13
X02	56.26	28.13
X03	56.26	28.13
X04	56.26	28.13
Porta	30.00	15.00
Janela	30.00	15.00
Y01	35.62	17.81
Y02	35.62	17.81
<b>Σ</b>	<b>356.26</b>	<b>178.13</b>

As paredes Y01 e Y02 recebem 10% da acção vertical, perfazendo nesta direcção uma acção de 20% do total da acção permanente vertical na laje:  $0.10 \times 178.13 = 17.81 \text{ kN}$ , estando de acordo com o definido inicialmente.

A restante carga ( $178.13 - 0.20 \times 178.13 = 142.50 \text{ kN}$ ) é distribuída pelas paredes segundo a direcção X em função da respectiva área de influência. Por exemplo para as paredes X01 e X02 a área de influência vale  $3.52 \text{ m}^2$ . O programa considera a área da laje definida pelo perímetro intermédio das paredes ( $4.75 \times 3.75 \text{ m}^2$ ), logo o comprimento de influência de cada parede será metade (paredes X01 e X02 com o mesmo comprimento) do comprimento do edifício subtraindo a largura da abertura:  $4.75 / 2 - 1.00 / 2 = 1.875 \text{ m}$ ; e a largura de influência vale  $1.875 \text{ m}$ , ou seja, metade da largura do edifício:  $3.750 / 2 = 1.875 \text{ m}$ . Multiplicando a área obtida com 80% da carga de  $10 \text{ kN/m}^2$  o esforço normal na parede vale  $28.125 \text{ kN}$ , igual ao valor obtido pelo programa.

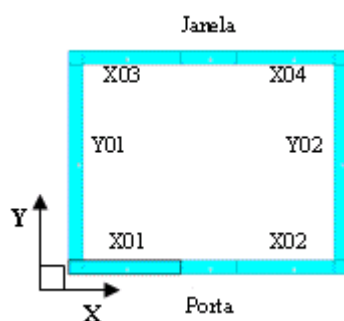
A zona das aberturas apresenta um esforço normal de 15 kN que resulta da multiplicação da respectiva área de influência por 80% da carga de 10 kN/m<sup>2</sup>:

$$N_{Sd \text{ porta/janela}} = 1.00 \times 1.875 \times 0.80 \times 10.00 = 15 \text{ kN}.$$

### 6.2.1.3 Laje orientada nas duas direcções

A definição de “solai a lastra” é um esquema particularmente indicado para estruturas em alvenaria. Este esquema é válido quando a laje é bem ligada às paredes por intermédio de vigas de cintagem em todo o seu perímetro. Os valores de esforço normal a actuar em cada parede devido à acção vertical na laje são apresentados na Tabela 57.

**Tabela 57 – “Edifício A”, “solai a lastra”: Esforço normal em cada parede devido à acção vertical na laje obtido no “AEdEs-PC.M”**



PAREDE	N (kN)	
	Nível 1	Nível 2
X01	50.64	25.32
X02	50.64	25.32
X03	50.64	25.32
X04	50.64	25.32
Porta	27.00	13.50
Janela	27.00	13.50
Y01	49.84	24.92
Y02	49.84	24.92
<b>Σ</b>	<b>356.26</b>	<b>178.13</b>

A laje está apoiada em todo o seu perímetro em paredes resistentes, considerando que a ligação às paredes lhe confere um encastramento perfeito em todos os lados, o esforço normal em cada parede é determinado da seguinte forma:

- A carga na superfície é repartida nas duas direcções através das Equações (49) e (50):

$$q_x = \frac{q \times L_y^4}{(KL_x^4 + L_y^4)} \quad (49)$$

$$q_y = q - q_x \quad (50)$$

em que:

$K$  – Coeficiente que depende das condições de apoio da laje: encastrada em todos os lados  $K = 1.0$ ; encastrada em 3 lados  $K = 17.0$ ; encastrada 2 lados  $K = 1.0$ . (ver [34] pág.115)

$$q_x = \frac{10.00 \times 3.75^4}{(1.00 \times 4.75^4 + 3.75^4)};$$

$$q_x = 2.797 \text{ kN} / \text{m}^2;$$

$$q_y = 10.00 - 2.797 = 7.202 \text{ kN} / \text{m}^2.$$

- O esforço normal nas paredes em cada uma das direcções é determinada pelas Equações (51) e (52):

$$P_x = (q_y \times L_x) \times \frac{L_y}{2} \quad (51)$$

$$P_y = (q_x \times L_y) \times \frac{L_x}{2} \quad (52)$$

$$P_x = (7.202 \times 3.75) \times \frac{4.75}{2} = 64.145 \text{ kN} \cong 64.14 \text{ kN};$$

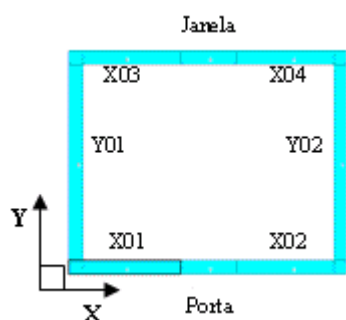
$$P_y = (2.797 \times 4.75) \times \frac{3.75}{2} = 24.918 \text{ kN} \cong 24.92 \text{ kN}.$$

Como se pode verificar o esforço normal nas paredes Y01 e Y02 obtido pelo programa é igual ao valor calculado manualmente ( $P_y$ ), assim como a soma dos esforços nas paredes X01, X02 e porta ou nas paredes X03, X04 e janela corresponde aos 64.14 kN ( $P_x$ ).

### 6.2.2 Peso próprio das paredes

Aplicando a acção do peso próprio da alvenaria de  $20 \text{ kN/m}^3$ , na Tabela 58 apresentam-se os valores do esforço normal em cada parede.

**Tabela 58 – “Edifício A”: Esforço normal em cada parede devido ao peso próprio obtido no “AEdEs-PC.M”**



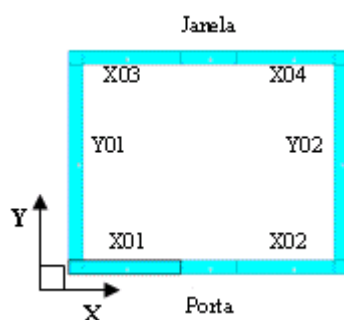
PAREDE	N (kN)	
	Nível 1	Nível 2
X01	56.00	28.00
X02	56.00	28.00
X03	56.00	28.00
X04	56.00	28.00
Porta	8.00	4.00
Janela	10.00	5.00
	8.00	4.00
Y01	112.00	56.00
Y02	112.00	56.00
<b>Σ</b>	<b>474.00</b>	<b>237.00</b>

Os valores do esforço normal nas paredes devido ao seu peso próprio são confirmados multiplicando o respectivo volume pelo peso próprio. Exemplificando para a parede X01:  $N_{X01} = (0.25 \times 2.00 \times 2.80) \times 20.00 = 28.00 \text{ kN}$ .

Nas zonas das paredes com aberturas o esforço normal apresentado é devido ao peso do troço de parede acima e, apenas no caso da janela, abaixo da abertura.

Na Tabela 59 apresentam-se os valores de esforço normal após distribuição do peso das paredes na zona das aberturas.

Tabela 59 – “Edifício A”: Esforço normal total em cada parede devido ao peso próprio da parede obtido no “AEdEs-PC.M”



PAREDE	N (kN)	
	Nível 1	Nível 2
X01	60.00	30.00
X02	60.00	30.00
X03	65.00	32.50
X04	65.00	32.50
Y01	112.00	56.00
Y02	112.00	56.00
<b>Σ</b>	<b>474.00</b>	<b>237.00</b>

Neste caso, os troços com aberturas já não são considerados e o esforço normal nestas zonas é distribuído uniformemente pelas paredes contíguas.

Para confirmar o referido anteriormente, verifica-se que para o nível 2, o esforço normal nas paredes X01 e X02 é devido ao seu peso próprio mais metade do peso da parede acima da porta:  $N_{X01} = N_{X02} = 28.00 + 2.00 = 30.00 \text{ kN}$ . As paredes X03 e X04 recebem o peso da parede acima e abaixo da janela:  $N_{X03} = N_{X04} = 28.00 + 2.00 + 2.50 = 32.50 \text{ kN}$ . As paredes Y01 e Y02 estão submetidas a um esforço normal devido apenas ao seu peso próprio:  $N_{Y01} = N_{Y02} = 4.00 \times 0.25 \times 2.80 \times 20.00 = 56.00 \text{ kN}$ .

No nível 1 as paredes apresentam um valor do esforço normal igual ao dobro do respectivo valor no nível 2, uma vez que todas as paredes são constituídas pelo mesmo material, logo com o mesmo peso próprio.

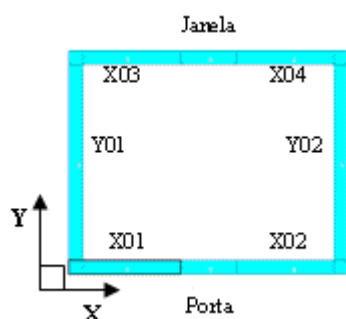
### 6.3 Distribuição das Acções Horizontais

#### 6.3.1 Acção estática

O programa permite definir a acção do vento como uma acção por unidade de área em ambas as direcções principais do edifício, a definir como uma pressão e/ou sucção.

Assim, definindo-se uma acção do vento de valor  $1.00 \text{ kN/m}^2$ , como pressão e sucção, os esforços de corte e momento flector em cada parede, quando esta acção actua perpendicularmente ao plano da parede são apresentados na Tabela 60.

**Tabela 60 – “Edifício A”: Valores da acção do vento normal uniformemente distribuída e do momento flector máximo obtidos no “AEdEs-PC.M”**



PAREDE	Nível 1 e Nível 2	
	p (kN/m)	M (kN.m)
X01	2.00	1.96
X02	2.00	1.96
X03	2.00	1.96
X04	2.00	1.96
Porta	1.00	0.08
Janela	1.00	0.08
Y01	4.00	3.92
Y02	4.00	3.92

Os valores da acção uniformemente distribuída representam a acção do vento linear em altura. Por exemplo, para as paredes X01, X02, X03 e X04 a vento actua num comprimento de  $2.00 \text{ m}$  (comprimento das paredes), portanto multiplicando pelo valor da acção do vento definido (por área), as paredes ficam submetidas a uma acção de  $2.00 \text{ kN/m}$  em altura. O momento é obtido considerando a parede simplesmente apoiada, no topo e base, para a secção que apresenta valor máximo, que neste caso será a secção intermédia:  $M_{X01} = M_{X02} = M_{X03} = M_{X04} = p l^2/8 = 2.00 \times 2.80^2/8 = 1.96$ .

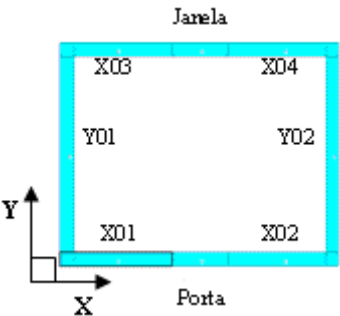
O vento a actuar na direcção perpendicular ao plano da parede vem considerado na verificação estática à compressão segundo o D.M.'87, para a determinação da excentricidade devido ao vento.

A direcção segundo o qual actua o vento varia automaticamente com passos de  $1^\circ$  até perfazer os  $360^\circ$ . Os resultados apresentados na Tabela 61 referem-se à direcção em que a componente da força horizontal segundo o plano da parede corresponde à máxima solicitação.



O vento a actuar no plano da parede é considerado na verificação à flexão composta na direcção longitudinal, para o cálculo da excentricidade longitudinal devido às acções horizontais no plano da parede, e na verificação ao corte, para determinar a excentricidade longitudinal de forma a determinar a zona da secção transversal da parede submetida a tracções, segundo o D.M.’87.

**Tabela 61 – “Edifício A”: Valores do esforço transversal e do momento flector devido à acção do vento paralelo obtidos no “AEdEs-PC.M”**



PAREDE	V (kN)		M (kN.m)		$\alpha$ (°)
	Nível 1	Nível 2	Nível 1	Nível 2	
X01	10.21	3.40	14.29	4.76	12
X02	10.21	3.40	14.29	4.76	168
X03	10.29	3.43	14.40	4.80	12
X04	10.29	3.43	14.40	4.80	168
Y01	24.45	8.15	34.23	11.41	78
Y02	24.45	8.15	34.23	11.41	102

O momento flector devido à flexão no plano na base e topo da parede, para um esquema estático de duplamente encastrado, vale  $M = V \times h / 2$ . Assim os valores apresentados na Tabela 61 resultam da multiplicação da força horizontal pela altura da parede a dividir por dois, e.g., parede X01 nível 2:  $M_{X01} = (3.40 \times 2.80) / 2 = 4.76 \text{ kN.m}$ .

### 6.3.2 Acção sísmica

Na versão “PC.M” a análise sísmica é realizada segundo o D.M.’96, no qual se determina a força sísmica  $F$  (Equação (54)) a partir de um coeficiente sísmico  $K$  (Equação (53)) aplicado à massa total do edifício.

$$K = C \times R \times \beta_1 \times \beta_2 \times \varepsilon \times I \quad (53)$$

$$F = K \times W \quad (54)$$

Os parâmetros necessários para a determinação do coeficiente sísmico  $K$  são:

- $C$  – Coeficiente que corresponde à acção sísmica para o qual o edifício deve cumprir todas as verificações, ver Equação (55):

$$C = C_{, sic.} \times C_{, rif.} \quad (55)$$

em que:

$C_{, sic.}$  - Coeficiente de segurança para adaptação sísmica (1.00 – para intervenções usuais; 0.65 – para intervenções de melhoramento segundo a Lei 61 de 30.3.1998);

$C_{, rif.}$  - Coeficiente sísmico de referência, ver Equação (56):

$$C_{, rif.} = (S - 2) / 100 \quad (56)$$

em que:

$S$  – Grau de sismicidade (6, 9 ou 12) segundo a classificação sísmica da zona onde o edifício está localizado (Figura 60(a));

- $R$  – Coeficiente de resposta estrutural (Figura 60(b)), que depende do período fundamental de vibração da estrutura  $T_0$ , relativamente à direcção considerada:

$$T_0 > 0.8 \text{ s}; R = 0.862 / T_0^{2/3} \quad (57)$$

Se:  $T_0 \leq 0.8 \text{ s}$ ;  $R = 1.0$ , normalmente  $R = 1.0$  se  $T_0$  não for determinado.

- $\beta_1$  e  $\beta_2$  – Coeficientes da estrutura, em que  $\beta_1$  está relacionado com a ductilidade da construção em alvenaria e  $\beta_2$  está relacionado com o modo de verificação à rotura, i.e, se se trata de um edifício novo ou existente;
- $\varepsilon$  – Coeficiente de fundação, depende das características geotécnicas do terreno;
- $I$  – Coeficiente de protecção sísmica,  $I = 1.4$  – quando a resistência ao sismo é de primordial importância para a protecção civil;  $I = 1.2$  – quando o risco civil é moderado e  $I = 1.0$  – para outras situações que não se englobem nas anteriores.

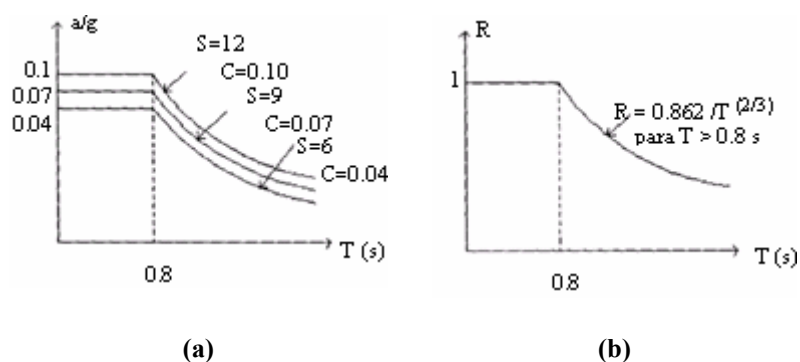


Figura 60 – D.M.'96 [36]: (a) Espectros de resposta e (b) Coeficiente de resposta

O peso  $W$  é obtido pela soma das acções quase permanentes relativas à laje de piso e ao peso próprio das paredes segundo o esquema de distribuição adoptado (Figura 47, secção 4.3.3) e a uma percentagem das acções variáveis, ver Equação (58).

$$W = G + \alpha Q \quad (58)$$

em que:

$\alpha$  - Coeficiente de redução da acção variável para o cálculo do peso na acção sísmica (para locais de habitação, escritórios não abertos ao público, hotéis, coberturas e varandas, o coeficiente  $\alpha$  vale 0.33).

A força sísmica total deve ser distribuída pelos diferentes pisos em altura adoptando uma distribuição de massa de acordo com a Equação (10), ver secção 4.3.2.

Os resultados associados à acção sísmica global e sua distribuição são apresentados na Tabela 62.

Tabela 62 – “Edifício A”: Determinação e distribuição por piso da acção sísmica de acordo com o D.M.’96 no “AEDES-PC.M”

S	C, sic.	C, rif.	C	R	$\varepsilon$	$\beta_1$	$\beta_2$	I	K
9	1.00	0.07	0.07	1.00	1.00	2.00	1.00	1.00	0.14

Nível	$W_i$ (kN)	$W_{total}$ (kN)	$\frac{W \times Z_j}{\sum_{i=1}^N W_i \times Z_i}$	$F_i$ (kN)	$F_{total}$ (kN)	$Z_i$ (m)	D/B
1	415.13	711.75	0.706	41.02	99.65	3.00	1.25
2	296.63	296.63	1.412	58.62	58.62	6.00	

O peso no nível 2, obtém-se somando o peso proveniente da laje (Tabela 55, secção 6.2.1) com metade do peso próprio das paredes (Tabela 58, secção 6.3.2):

$$W_{nível\ 2} = 178.13 + 237.00 / 2 = 296.63\ kN.$$

Relativamente ao peso no nível 1 resulta do seguinte somatório:

$$W_{nível\ 1} = 178.13 + 237.00 = 451.13\ kN.$$

O peso total no piso 1 é o somatório do respectivo peso com o peso do piso superior:

$$W_{total} = 296.63 + 415.13 = 711.75\ kN.$$

Os coeficientes de distribuição para cada um dos níveis foram obtidos da seguinte forma:

$$\begin{aligned} \text{Nível 1} \left\{ \gamma_1 = \frac{W \times Z_j}{\sum_{i=1}^N W_i \times Z_i} = \frac{711.75}{(415.13 \times 3.00) + (296.63 \times 6.00)} \times 3.00 = 0.705 \cong 0.706; \right. \\ \text{Nível 2} \left\{ \gamma_2 = \frac{711.75}{(415.13 \times 3.00) + (296.63 \times 6.00)} \times 6.00 = 1.411 \cong 1.412. \right. \end{aligned}$$

Através destes coeficientes determina-se o valor da força sísmica a actuar ao nível de cada piso (Figura 61):

$$\text{Nível 1} \{ F_1 = \gamma_1 \times K \times W_1 = 0.706 \times 0.140 \times 415.13 = 41.03\ kN \cong 41.02\ kN;$$

$$\text{Nível 2} \{ F_2 = \gamma_2 \times K \times W_2 = 1.412 \times 0.140 \times 296.63 = 58.64\ kN \cong 58.62\ kN.$$

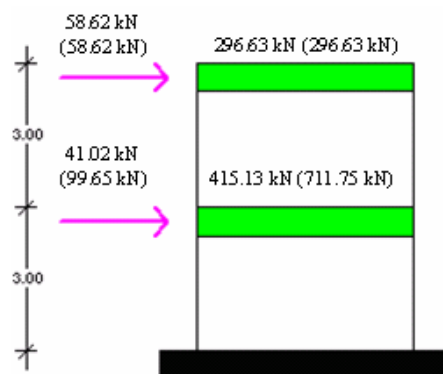


Figura 61 – “Edifício A”: Ações sísmicas obtidas no “AEdEs-PC.M”

Como a relação entre a dimensão máxima do edifício ( $D$ ) e a menor dimensão ( $B$ ) é inferior a 2.50, os efeitos de torção não são significativos e portanto são desprezados na determinação das forças sísmicas (ponto C.6.1.2 do D.M.’96 [25]).

O programa determina as forças sísmicas de dois modos: aplica o coeficiente de combinação de estado limite último  $\psi$  a ações variáveis, para a combinação base sismo, segundo o D.M.’96 (ponto B.8.2.) [25], ou não aplica este coeficiente. Como neste exemplo só foram definidas ações permanentes os valores das forças sísmicas são iguais para ambos os casos.

## 6.4 Verificações de segurança

A verificação de segurança às ações estáticas é efectuada segundo o D.M.’87 [11]. A verificação de segurança à acção sísmica pode ser realizada com base no D.M’87 ou na Circular nº 21745 [29] mas atendendo a algumas das condições prescritas no D.M’96 [25]. A Circular nº 21745 é mais específica para edifícios existentes, contudo analisou-se o dimensionamento por esta norma.

### 6.4.1 Dimensionamento simplificado segundo D.M.’87 (ações estáticas)

O dimensionamento do edifício pode ser efectuado de modo simplificado, segundo o D.M.’87 (ponto 2.1 e 3.1) [11]. A estrutura em alvenaria apenas submetida a ações

estáticas (cargas permanentes, variáveis e vento), nomeadamente edifícios realizados em alvenaria formada por elementos resistentes artificiais maciços ou furados ou naturais, devem respeitar as seguintes condições para assegurar a verificação de segurança:

- A) O edifício seja composto por não mais que três pisos acima e abaixo da cota do terreno;
- B) A planta do edifício pode ser inscrita num rectângulo com uma relação entre o lado menor ( $a$ ) e o lado maior ( $b$ ) não inferior a 1/3;
- C) A esbelteza das paredes não seja em nenhum caso superior a 12;
- D) A área da secção das paredes resistente às acções horizontais, expressa em percentagem relativamente à área total em planta do edifício, seja não inferior a 4% nas duas direcções principais excluindo as partes salientes do edifício (não são consideradas, para fins de percentagem de paredes resistentes, paredes com comprimento inferior a 50 cm, medido sem aberturas);
- E) Deve-se, ainda, verificar a seguinte condição  $\sigma_{mur} = N / (0.65 A) \leq \sigma_{adm}$ , em que:
  - $N$  – Esforço normal total na base do piso do edifício;
  - $A$  – Área total de paredes resistentes no respectivo piso;
  - $\sigma_{adm}$  – Tensão base admissível da alvenaria,  $\sigma_{adm} = f_k / 5.0$ .

Os resultados do dimensionamento simplificado segundo o D.M.'87 são apresentados na Tabela 63. A área de parede é obtida pela multiplicação do comprimento das paredes contínuas segundo a direcção respectiva pela espessura da parede ( $Y - 2 \times 4.00 \times 0.25$  e  $X - 4 \times 2.00 \times 0.25$ ). A planta apresenta as dimensões  $5.00 \times 4.00 = 20.00 \text{ m}^2$ , portanto a percentagem de parede em cada direcção obtém-se pela relação entre a área segundo a direcção em causa e a área total em planta do edifício. A tensão em cada nível resulta da relação do esforço normal em cada piso por 65% da área em planta das paredes resistentes, e.g.:

$$\text{Nível 2} - N_{Sd} = 237.00 \text{ (peso paredes)} + 178.13 \text{ (acção da laje)} = 415.13 \text{ kN};$$

$$\sigma_{Sd} = 415.13 / (0.65 \times 4.00) = 159.67 \text{ kPa} \approx 160 \text{ kPa}.$$

A relação entre o lado menor (4.00 m) e o lado maior (5.00 m) do rectângulo que circunscreve a planta vale 0.80. A esbelteza da parede obtém-se pela relação apresentada na Equação (23) (secção 4.4.2), em que altura efectiva é considerada igual à

altura entre pisos, ou seja, 2.80 m ( $\rho = 1.0$ ) pois trata-se da situação mais desfavorável:  
 $\lambda = 2.80 / 0.25 = 11.20$ . A tensão admissível vale:  $\sigma_{adm} = 5000 / 5.0 = 1000 \text{ kPa}$ .

**Tabela 63 – “Edifício A”: Resultados do dimensionamento simplificado segundo D.M.’87 efectuado no “AEdEs-PC.M”**

	Área de parede (m <sup>2</sup> )		Planta (m <sup>2</sup> )	% Área de parede		Tensão (kPa)	a/b	$\lambda$
	Dir. X	Dir. Y		Dir. X	Dir. Y			
Nível 1	2.00	2.00	20.00	10.00	10.00	319	0.80	11.20
Nível 2	2.00	2.00		10.00	10.00	160	0.80	11.20

Segundo a Tabela 64 as condições impostas pelo D.M.’87 para a verificação de segurança do edifício pelo método simplificado são todas cumpridas, i.e., a estrutura é estável face às acções estáticas aplicadas:

Condição A – edifício com apenas 2 pisos acima do nível do terreno, inferior a três pisos – *ok*;

Condição B –  $a = 4.00 \text{ m}$ ;  $b = 5.00 \text{ m} \rightarrow a / b = 4.00 / 5.00 = 0.80 > 0.33$  – *ok*;

Condição C –  $\lambda = h_0 / t = 2.80 / 0.25 = 11.20 < 12.00$  – *ok*;

Condição D –  $10\% > 4\%$  – *ok*;

Condição E –  $319 \text{ kPa} < 1000 \text{ kPa}$  – *ok*.

**Tabela 64 – “Edifício A”: Verificações para o dimensionamento simplificado às acções estáticas**

Condição	A	B	C	D	E
Nível 1	ok	ok	ok	ok	ok
Nível 2	ok	ok	ok	ok	ok

#### 6.4.2 Verificação estática à compressão vertical

A verificação estática à compressão é efectuada segundo o D.M.’87 através da verificação da condição apresentada na Equação (21) (secção 4.4.2), considerando as seguintes combinações de acções para a determinação do valor de cálculo da tensão de compressão:

I. Estado Limite – Combinação base sobrecarga:  $1.5 G + 1.5 (Q + 0.75 W)$ ;

II. Estado Limite – Combinação base vento –  $1.5 G + 1.5 (W + 0.60 Q)$ .

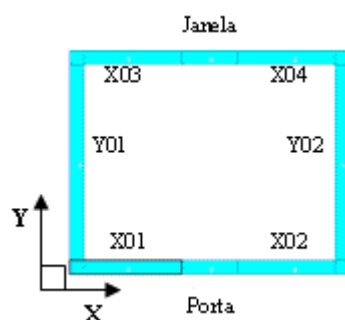
Os resultados da verificação estática à compressão são apresentados na Tabela 65 para o Nível 2 e na Tabela 104 para o Nível 1 no *Anexo 4*. A secção a analisar é a intermédia uma vez que se trata da secção com maior momento devido ao vento actuando perpendicularmente ao plano da parede. Quanto maior o valor do momento flector maior excentricidade e consequentemente maior o coeficiente de redução da resistência à compressão da parede.

As excentricidades consideradas são:

- Excentricidade estrutural ( $e_s$ ) que é a soma da excentricidade da carga devido ao desfasamento entre o alinhamento vertical dos eixos das paredes e a excentricidade devido ao apoio da laje, ver Figura 51 na secção 4.4.2;
- Excentricidade accidental ( $e_a = h / 200$ );
- Excentricidade devido ao vento ( $e_v = M_v / N$ );
- Excentricidade de cálculo que para a secção da extremidade vale  $e_1 = e_s + e_a$  e na secção intermédia vale  $e_2 = (e_1 / 2) + e_v$ .



Tabela 65 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação estática à compressão obtidos no “AEdEs-PC.M”



PAREDE	Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)	
		M <sub>Sd</sub> (kN.m)	
		I	II
X01	Inter.	72.11	72.11
		2.21	2.94
X02	Inter.	72.11	72.11
		2.21	2.94
X03	Inter.	75.86	75.86
		2.21	2.94
X04	Inter.	75.86	75.86
		2.21	2.94
Y01	Inter.	79.38	79.38
		4.41	5.88
Y02	Inter.	79.38	79.38
		4.41	5.88

PAREDE	Secção	e <sub>s</sub> (cm)	e <sub>a</sub> (cm)	e <sub>v</sub> (cm)		e <sub>2</sub> (cm)		Φ		σ <sub>sd</sub> (kPa)		σ <sub>Rd</sub> (kPa)	
				I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
X01	Inter.	1.55	1.40	3.06	4.08	5.31	6.33	0.32	0	445	∞		
X02	Inter.	1.55	1.40	3.06	4.08	5.31	6.33	0.32	0	445	∞		
X03	Inter.	1.44	1.40	2.91	3.88	5.05	6.02	0.35	0.27	439	572	1667	
X04	Inter.	1.44	1.40	2.91	3.88	5.05	6.02	0.35	0.27	439	572		
Y01	Inter.	2.08	1.40	5.56	7.41	8.34	10.19	0	0	∞	∞		
Y02	Inter.	2.08	1.40	5.56	7.41	8.34	10.19	0	0	∞	∞		

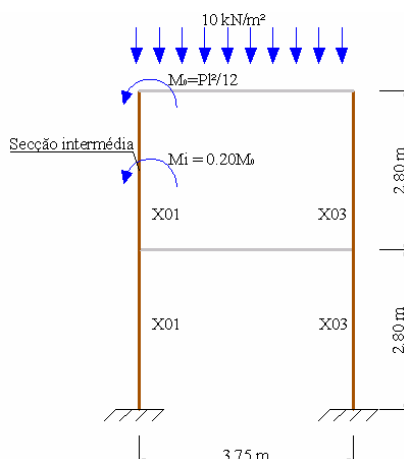
O esforço normal obtido para a combinação I e II deve-se à acção proveniente da laje mais metade do peso próprio da parede, majorando este valor de 1.50. Exemplificando para o nível 2 e parede X01:

- Acção proveniente da laje (Tabela 57, secção 6.2.1),  $25.32 + (13.50 / 2) \text{ kN}$ ;
- Peso próprio em  $h / 2$ ,  $[(28.00 / 2) + 2.00] \text{ kN}$ ;
- Combinação I e II:  $N_{Sd} = 1.50 \times [25.32 + (13.50 / 2) + (28.00 / 2) + 2.00] = 1.50 \times 48.07 = 72.11 \text{ kN}$ .

Aplicando os coeficientes de 1.50 e 0.75 para a combinação I e apenas o coeficiente de 1.50 para a combinação II aos valores do momento flector apresentados na Tabela 60 (secção 6.3.1) obtém-se os valores de momento flector para a verificação estática à compressão.

O valor da excentricidade de cálculo é obtida da seguinte forma:

- $e_{s1} = 0$ , pois as paredes estão perfeitamente alinhadas na vertical;
- $e_{s2}$  - excentricidade devido à acção proveniente da laje:



**Figura 62 – “Edifício A”: Esquema estático para a determinação da excentricidade estrutural**

O momento fletor no topo da parede X01, determinada pela Equação (45) (secção 5.4.1.1), vale:

$$M_0 = \frac{(1.50 \times 10.00) \times 3.75^2}{12} = 17.58 \text{ kN.m / m ;}$$

*Nota:* a distribuição não foi efectuada por cálculo manual uma vez que na selecção do tipo de laje o programa não apresenta as suas propriedades mecânicas, nomeadamente o valor do módulo de elasticidade necessário para o cálculo do coeficiente de distribuição.

- $e_a$  (excentricidade accidental) apresenta o mesmo valor para todas as paredes uma vez que tem a mesma altura,  $280 / 200 = 1.40 \text{ cm}$ ;
- $e_v$  (excentricidade devido ao vento) é obtida pela relação entre o momento fletor e o esforço axial, Comb. I -  $e_v = 2.21 / 72.11 = 0.0306 \text{ m} = 3.06 \text{ cm}$  e Comb. II -  $e_v = 2.94 / 72.11 = 0.0408 \text{ m} = 4.08 \text{ cm}$ ;
- como a secção a verificar é a intermédia,  $e_2 = (e_s + e_a / 2) + e_v \rightarrow$   
Comb. I -  $e_2 = (1.55 + 1.40 / 2) + 3.06 = 5.31 \text{ cm}$  e Comb. II -  $e_2 = (1.55 + 1.40 / 2) + 4.08 = 6.33 \text{ cm}$ .

O coeficiente de redução da resistência à compressão é obtido recorrendo à Tabela 26 (secção 4.4.2), através de uma interpolação linear:

$$h_0 / t = 11.2; \text{ Comb. I - } m = 6 \quad e_2 / t = (6 \times 5.31) / 25.00 = 1.27 \rightarrow \Phi = 0.32;$$

$$\text{Comb. II - } m = 6 \quad e_2 / t = (6 \times 6.33) / 25.00 = 1.52 \rightarrow \Phi = 0.$$

A tensão de compressão em cada parede é obtida pela relação entre o esforço axial ( $N_{sd}$ ) e o coeficiente de redução  $\Phi$  multiplicado pela área de secção  $A$ , ver Equação (21) na secção 4.4.2:

$$\text{- Parede X01, nível 2, Comb. I : } \sigma_{sd} = 72.11 / (0.32 \times 0.25 \times 2.00) = 450.69 \text{ kPa} \\ \approx 445 \text{ kPa (valor obtido pelo programa);}$$

$$\text{- Parede X01, nível 2, Comb. II : } \sigma_{sd} = 72.11 / (0 \times 0.25 \times 2.00) = \infty.$$

Segundo o D.M.'87 o coeficiente de segurança da alvenaria para as combinações de estado limite é de  $\gamma_M = 3.0$ . Assim, a tensão máxima de compressão a verificar vale:

$$f_d = f_k / \gamma_M \rightarrow f_d = 5000 / 3.0 = 1666.67 \text{ kPa}.$$

No *Anexo 4* apresenta-se a tabela com os resultados da verificação à compressão para o Nível 1.

#### 6.4.3 Verificação estática à flexão composta para acções no plano

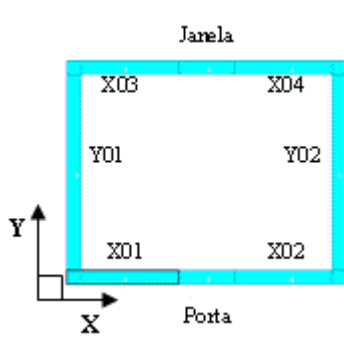
A verificação estática à flexão composta para acções no plano é efectuada segundo o D.M.'87 considerando as seguintes combinações de acções para a determinação da tensão de cálculo:

- I. Estado Limite – Combinação base sobrecarga:  $1.5 G + 1.5 (Q + 0.75 W)$ ;
- II. Estado Limite – Combinação base vento –  $1.5 G + 1.5 (W + 0.60 Q)$ ;
- III. Estado Limite –  $G + 1.5 W$ .

A verificação é satisfeita se o valor de cálculo da tensão normal for inferior ao valor de cálculo da tensão resistente da alvenaria à compressão, ver Equação (27) na secção 4.4.3.

Na Tabela 66 apresentam-se os resultados da verificação estática à flexão composta para o Nível 2 e na Tabela 105 os resultados para o Nível 1 que se encontra no *Anexo 4*.

Tabela 66 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação estática à flexão composta para acções no plano obtidos no “AEdEs-PC.M”



PAREDE	Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)			M <sub>Sd</sub> (kN.m)
		I	II	III	
X01	Base	93.11	93.11	62.07	5.36
X02	Base	93.11	93.11	62.07	5.36
X03	Base	96.86	96.86	64.57	5.40
X04	Base	96.86	96.86	64.57	5.40
Y01	Base	121.38	121.38	80.92	12.83
Y02	Base	121.38	121.38	80.92	12.83

PAREDE	e <sub>t</sub> (cm)	e <sub>l</sub> (cm)			Φ <sub>t</sub>	Φ <sub>l</sub>			σ <sub>Sd</sub> (kPa)			σ <sub>Rd</sub> (kPa)			
		I	II	III		I	II	III	I	II	III	I	II	III	
X01	2.25	5.76	7.67	11.51	0.57	0.91	0.88	0.82	361	374	267	1667			
X02	2.25	5.76	7.68	11.51	0.57	0.91	0.88	0.82	361	374	267				
X03	2.14	5.58	7.43	11.15	0.57	0.91	0.88	0.83	369	382	272				
X04	2.14	5.58	7.43	11.15	0.57	0.91	0.88	0.83	369	382	272				
Y01	2.78	10.57	14.10	21.15	0.53	0.92	0.89	0.84	252	260	185				
Y02	2.78	10.57	14.10	21.15	0.53	0.92	0.89	0.84	252	260	185				

A secção da parede a verificar é a secção de base, exemplificando para a parede X01, nível 2 e para cada uma das combinações o esforço normal é obtido do seguinte modo:

- Combinação I e II –  $N_{Sd, X01} = 1.50 \times [25.32 + (13.50 / 2)]_{laje} + [28.00 + (4.00 / 2)]_{p.p.parede} = 1.50 \times 62.07 = 93.11 \text{ kN};$
- Combinação III –  $N_{Sd, X01} = [25.32 + (13.50 / 2)]_{laje} + [28.00 + (4.00 / 2)]_{p.p.parede} = 62.07 \text{ kN}.$

Os valores do momento flector resultam da acção do vento actuando segundo o plano da parede, ver Tabela 61 na secção 6.3.1, aplicando os respectivos coeficientes das combinações de acções consideradas.

O valor da excentricidade transversal é necessário para a determinação do coeficiente de excentricidade  $m$  que através da Tabela 26 (secção 4.4.2) permite retirar o

coeficiente de redução da resistência transversal ( $\Phi_t = f(\lambda; e_t/2)$ ). Assim, para o nível 2 e paredes X01 e X02 o valor obtido foi determinado da seguinte forma (ver na Tabela 65 o valor de  $e_s$  e  $e_a$ ):

$$e_t = (1.55 \times 2 + 1.40) / 2 = 2.25 \text{ cm}.$$

A excentricidade longitudinal é determinada pela relação entre o momento flector e o esforço normal:

$$\text{Comb. I, } e_l = 5.36 / 93.11 = 0.0576 \text{ m} \approx 5.76 \text{ cm};$$

$$\text{Comb. II, } e_l = 7.15 / 93.11 = 0.0768 \text{ m} \approx 7.68 \text{ cm};$$

$$\text{Comb. III, } e_l = 7.15 / 62.07 = 0.1152 \text{ m} \approx 11.52 \text{ cm}.$$

Para o valor da excentricidade longitudinal é fixado um limite de  $1/3B$  para a verificação aos estados limites. Verificando este limite para cada uma das paredes pode-se constatar que é cumprido.

Os coeficientes de redução da resistência são obtidos em função da esbelteza e do coeficiente de excentricidade respectivo recorrendo à Tabela 26 (secção 4.4.2). Para o coeficiente de redução da resistência longitudinal o valor de esbelteza a entrar na referida tabela é igual a zero:

$$\text{Parede X01 e comb. I} - \lambda = 0 \text{ e } m = 6 e_l / l = 6 \times 5.76 / 200 = 0.17 \rightarrow \Phi = 0.91.$$

O coeficiente de redução da resistência transversal é obtido para a excentricidade transversal na secção intermédia ( $1/2$  excentricidade na secção de base da parede):

$$\text{Parede X01 e comb. I} - \lambda = 11.20 \text{ e } m = 6 e_t / t = 6 \times 2.25 / 25 = 0.54 \rightarrow \Phi = 0.57.$$

A tensão instalada na parede X01 e combinação de acções I, é obtida através da aplicação da Equação (27) (secção 4.4.3):

$$\sigma_{sd} = \frac{93.11}{0.57 \times 0.91 \times (0.25 \times 2.00)} = 359.01 \text{ kPa} \cong 359 \text{ kPa} \approx 361 \text{ kPa}.$$

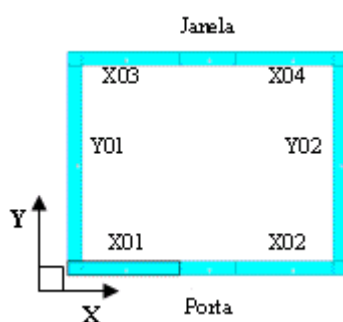
O valor de cálculo da resistência da alvenaria para as combinações consideradas é obtido aplicando um coeficiente de segurança de 3.0 ao valor característico da resistência à compressão da alvenaria  $f_k = 5000 \text{ kPa}$ .

#### 6.4.4 Verificação estática ao corte

A verificação ao corte é efectuada de acordo com o D.M.'87, para as mesmas combinações de acções consideradas na verificação à flexão composta por efeito de acções estáticas.

Todas as paredes são submetidas a esta verificação uma vez que na fase de introdução dos dados se definiu que seriam apenas excluídas da verificação ao corte, as paredes com uma relação altura / base (esbelteza), inferior a 0.50. A condição a ser satisfeita é apresentada na Equação (29) (secção 4.4.4), mas em termos de tensões de corte. Na Tabela 67 resumem-se os resultados obtidos pelo programa para o Nível 2 apresentando no *Anexo 4* os resultados para o Nível 1 na Tabela 106.

**Tabela 67 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação estática ao corte obtidos no “AEdEs-PC.M”**



PAREDE	N <sub>sd</sub> (kN)		
	T <sub>sd</sub> (kN)		
	M <sub>sd</sub> (kN.m)		
	I	II	III
X01	51.11	51.11	34.07
	3.83	5.10	5.10
	5.36	7.15	7.15
X02	51.11	51.11	34.07
	3.83	5.10	5.10
	5.36	7.15	7.15
X03	54.86	54.86	36.57
	3.86	5.14	5.14
	5.40	7.20	7.20
X04	54.86	54.86	36.57
	3.86	5.14	5.14
	5.40	7.20	7.20
Y01	37.38	37.28	24.92
	9.17	12.22	12.22
	12.83	17.11	17.11
Y02	37.38	37.28	24.92
	9.17	12.22	12.22
	12.83	17.11	17.11

Tabela 68 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação estática ao corte obtidos no “AEdEs-PC.M” (cont.)

PAREDE	$\beta$	$e_l$ (cm)			$\tau_{Sd}$ (kPa)			$\tau_{Rd}$ (kPa)		
		I	II	III	I	II	III	I	II	III
X01	1.00	10.49	13.98	20.97	8	10	10	64	64	59
X02		10.49	13.98	20.97	8	10	10	64	64	59
X03		5.40	7.20	7.20	8	10	10	65	65	60
X04		5.40	7.20	7.20	8	10	10	65	65	60
Y01		12.83	17.11	17.11	9	12	12	55	55	53
Y02		12.83	17.11	17.11	9	12	12	55	55	53

Os valores de esforço normal são determinados para a secção de topo da parede. O esforço normal nas paredes X01 e X02 para as combinações I e II, corresponde à acção proveniente da laje e metade do peso da parede acima da porta majoradas por um coeficiente de 1.50:

$1.50 \times [25.32 + (13.50 / 2) + (4.00 / 2)] = 1.50 \times 34.07 = 51.11 \text{ kN}$  (Tabela 57, secção 6.2.1 e Tabela 58, secção 6.2.2).

Os valores do esforço do corte e de momento flector são obtidos quando o vento actua paralelamente ao plano das paredes, ver Tabela 61 na secção 6.3.1.

O coeficiente de redução da área transversal da secção  $\beta$  vale 1.00 (Equação (31), secção 4.4.4) pois a acção vertical actua com uma excentricidade longitudinal inferior a  $L / 6$  ( $280 / 6 = 46.67 \text{ cm}$ ), i.e., actua dentro do núcleo central da secção transversal da parede. Portanto a parede encontra-se totalmente à compressão (sem zonas à tracção) com toda a secção transversal a contribuir para a resistência.

A excentricidade longitudinal é obtida (Equação (28), secção 4.4.3), dividindo o momento flector devido ao vento pelo esforço axial, exemplificando para a parede X01:

$$\text{Comb.I} - e_l = 5.36 / 51.11 = 0.1049 \text{ m} = 10.49 \text{ cm};$$

$$\text{Comb.II} - e_l = 7.15 / 51.11 = 0.1398 \text{ m} = 13.98 \text{ cm};$$

$$\text{Comb.III} - e_l = 7.15 / 34.07 = 0.2097 \text{ m} = 20.97 \text{ cm}.$$

O valor de cálculo da tensão de corte é obtida da seguinte forma:

$$\text{Comb. I} \left\{ \begin{array}{l} \text{Parede X01} - \tau_{Sd} = \frac{3.83}{1.00 \times 2.00 \times 0.25} = 7.66 \cong 8 \text{ kPa} \\ \text{Parede Y01} - \tau_{Sd} = \frac{9.17}{1.00 \times 4.00 \times 0.25} = 9.17 \cong 9 \text{ kPa} \end{array} \right.$$

O valor de cálculo da tensão resistente ao corte é obtido aplicando o coeficiente de segurança da alvenaria ( $\gamma_M = 3.0$ ) à tensão resistente de corte obtida pela Equação (2) (secção 2.3.1):

$$\begin{aligned} \text{Combinações I e II} \left\{ \begin{aligned} \text{Parede X01} - \tau_{Rd} &= \frac{150 + 0.40 \times \frac{51.11}{2.00 \times 0.25}}{3.00} = 63.63 \cong 64 \text{ kPa} \\ \text{Parede Y01} - \tau_{Rd} &= \frac{150 + 0.40 \times \frac{37.28}{4.00 \times 0.25}}{3.00} = 54.97 \cong 55 \text{ kPa} \end{aligned} \right. ; \\ \\ \text{Combinação III} \left\{ \begin{aligned} \text{Parede X01} - \tau_{Rd} &= \frac{150 + 0.40 \times \frac{34.07}{2.00 \times 0.25}}{3.00} = 59.09 \cong 59 \text{ kPa} \\ \text{Parede Y01} - \tau_{Rd} &= \frac{150 + 0.40 \times \frac{24.92}{4.00 \times 0.25}}{3.00} = 53.32 \cong 53 \text{ kPa} \end{aligned} \right. . \end{aligned}$$

#### 6.4.5 Dimensionamento simplificado segundo D.M.'96 (acções sísmicas)

O dimensionamento simplificado, quando o edifício está submetido a forças sísmicas, é efectuado de acordo com o D.M.'96 (ponto C.5.2.) [25] que apresenta as seguintes restrições:

- A) A planta do edifício é circunscrita a um rectângulo com uma relação entre o lado menor e o lado maior não inferior a 1/3;
- B) A distância máxima entre a fundação e a parte inferior da laje do primeiro piso ou entre dois pisos sucessivos é de 5.0 m;
- C) Esbelteza das paredes inferior a 12;
- D) A área da secção das paredes resistentes às acções horizontais, expressa em percentagem relativa à superfície total em planta do piso do edifício, não poderá ser inferior a uma percentagem de referência obtidas pelas Tabelas 4a ou 4b do referido ponto do D.M.'96 [25] aqui apresentadas na Tabela 69, que depende da natureza dos elementos de alvenaria (artificiais, blocos maciços ou semi-furados ou de pedra natural rectangulares) e da zona sísmica. Esta percentagem é



expressa entre 5 a 7%. Não serão considerados a contribuição de paredes resistentes e muros com uma relação altura / comprimento superior a 3.0 m.

Para edifícios novos, se as paredes não forem homogêneas a verificação sísmica não pode apenas ficar limitada ao dimensionamento simplificado, mas a verificação deve ser efectuada pelo Método *Por*;

E. Deve-se, ainda, verificar a seguinte condição  $\sigma_{Sd} = N_{Sd} / (0.50 A) \leq \sigma_{adm.}$ .

**Tabela 69 – Percentagem mínima da área das paredes resistentes a verificar no dimensionamento simplificado à análise sísmica segundo o D.M.'96 [25]**

<b>Área das paredes resistentes nos vários pisos (%)</b>				
	<b>Zona Sísmica <math>S = 12</math></b>			
	<i>Piso 1</i>	<i>Piso 2</i>	<i>Piso 3</i>	<i>Piso 4</i>
<i>Edifício com 1 piso</i>	6	-	-	-
<i>Edifício com 2 pisos</i>	6	6	-	-
<i>Edifício com 3 pisos</i>	7	6	6	-
<i>Edifício com 4 pisos</i>	7	7	6	6

<b>Área das paredes resistentes nos vários pisos (%)</b>					
	<b>Zona Sísmica <math>S = 9</math> ou <math>S = 6</math></b>				
	<i>Piso 1</i>	<i>Piso 2</i>	<i>Piso 3</i>	<i>Piso 4</i>	<i>Piso 5</i>
<i>Edifício com 1 piso</i>	5	-	-	-	-
<i>Edifício com 2 pisos</i>	5	5	-	-	-
<i>Edifício com 3 pisos</i>	6	5	5	-	-
<i>Edifício com 4 pisos</i>	6	6	5	5	-
<i>Edifício com 5 pisos</i>	7	7	6	6	5

Os resultados do dimensionamento simplificado segundo o D.M.'96 são apresentados na Tabela 70. A área de parede é obtida pela multiplicação do comprimento das paredes contínuas segundo a direcção respectiva pela espessura da parede. A planta apresenta as dimensões 20 m<sup>2</sup>, portanto a percentagem de parede em cada direcção obtém-se pela relação entre a área segundo a direcção em causa e a área total em planta do edifício. A tensão em cada nível resulta da relação do esforço normal em cada piso por 50% da área em planta das paredes resistentes, e.g.:

Nível 2 –  $N_{Sd} = 237.00$  (peso paredes) + 178.13 (acção da laje) = 415.13 kN →  
 $\sigma_{Sd} = 415.13 / (0.50 \times 4) = 207.57 \text{ kPa} = 208 \text{ kPa}$ .

A relação entre o lado menor e o lado maior do rectângulo que circunscreve a planta vale 0.80. A esbelteza das paredes vale 11.20 e obtém-se pela relação apresentada na Equação (23) (secção 4.4.2). A tensão admissível vale:

$$\sigma_{adm} = f_k / 5.0 = 5000 / 5.0 = 1000 \text{ kPa}.$$

**Tabela 70 – “Edifício A”: Resultados do dimensionamento simplificado segundo D.M.’96 efectuado no “AEdEs-PC.M”**

	Área de parede (m <sup>2</sup> )		Planta (m <sup>2</sup> )	% Área de parede		Tensão (kPa)	a/b	$\lambda$
	Dir. X	Dir. Y		Dir. X	Dir. Y			
Nível 1	2.00	2.00	20.00	10.00	10.00	415	0.80	11.20
Nível 2	2.00	2.00		10.00	10.00	208	0.80	11.20

Segundo a Tabela 71 as condições impostas pelo D.M.’96 para a verificação de segurança do edifício pelo método simplificado são todas cumpridas, i.e., a estrutura é estável face à acção sísmica aplicada:

Condição A –  $a = 4.0 \text{ m}$ ;  $b = 5.0 \text{ m} \rightarrow a / b = 4.0 / 5.0 = 0.8 > 0.33 - ok$ ;

Condição B –  $h = 2.80 \text{ m} < 5.00 \text{ m} - ok$ ;

Condição C –  $\lambda = h_0 / t = 2.80 / 0.25 = 11.2 < 12.0 - ok$ ;

Condição D –  $10\% > 5\% - ok$ ;

Condição E –  $415 \text{ kPa} < 1000 \text{ kPa} - ok$ .

**Tabela 71 – “Edifício A”: Verificações para o dimensionamento simplificado à acção sísmica**

Condição	A	B	C	D	E
Nível 1	ok	ok	ok	ok	ok
Nível 2	ok	ok	ok	ok	ok

#### 6.4.6 Verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano

A verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano é efectuada segundo o D.M.’87 para as combinações de acções do método dos estados limites segundo a norma para construção em zonas sísmicas, ver D.M.’96 [25]:

- Combinação I –  $(1.4 G + 1.5 Q) + S$ ;
- Combinação II –  $G + S$ .

É de salientar que a combinação mais desfavorável é a II, uma vez que as acções permanentes são todas verticais o que favorece a segurança da parede às acções horizontais. A condição a ser satisfeita é apresentada na Equação (21), ver secção 4.4.2.

Os resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano no Nível 2 são apresentados na Tabela 72. No *Anexo 4* encontra-se a tabela com os resultados para o Nível 1.

**Tabela 72 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano obtidos no “AEdEs-PC.M”**

PAREDE	Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)	
		M <sub>Sd</sub> (kN.m)	
		I	II
X01	Inter.	67.30	48.07
		1.37	1.37
X02	Inter.	67.30	48.07
		1.37	1.37
X03	Inter.	70.80	50.57
		1.37	1.37
X04	Inter.	74.09	50.57
		1.37	1.37
Y01	Inter.	161.84	161.84
		2.74	2.74
Y02	Inter.	161.84	161.84
		2.74	2.74

PAREDE	e <sub>s</sub> (cm)	e <sub>a</sub> (cm)	e <sub>sism.</sub> (cm)		e <sub>t</sub> (cm)		Φ <sub>t</sub>		σ <sub>Sd</sub> (kPa)		σ <sub>Rd</sub> (kPa)
			I	II	I	II	I	II	I	II	
X01	1.55	1.40	2.04	2.85	4.29	5.10	0.41	0.34	329	282	1667
X02	1.55	1.40	2.04	2.85	4.29	5.10	0.41	0.34	329	282	
X03	1.44	1.40	1.94	2.71	4.08	4.86	0.43	0.36	333	280	
X04	1.44	1.40	1.94	2.71	4.08	4.86	0.43	0.36	333	280	
Y01	2.08	1.40	3.70	5.19	6.49	7.97	0.00	0.00	∞	∞	
Y02	2.08	1.40	3.70	5.19	6.49	7.97	0.00	0.00	∞	∞	

O esforço normal obtido para a combinação I deve-se à acção proveniente da laje mais metade do peso próprio da parede majorado de um coeficiente de 1.40. Exemplificando para a parede X01:

- Acção proveniente da laje (Tabela 57, secção 6.2.1),  $[25.32 + (13.50 / 2)] \text{ kN}$ ;
- Peso próprio da parede em  $h / 2$  e peso da alvenaria acima da abertura,  $[(28.00 / 2) + (4.00 / 2)] \text{ kN}$ ;
- Combinação I:  $N_{Sd} = 1.40 \times [25.32 + (13.50/2) + (28.00/2) + 2.00] = 1.40 \times (48.07) = 67.298 \approx 67.30 \text{ kN}$ .

Para a combinação II o valor de esforço normal não é majorado, correspondendo para o caso da parede X01 aos 48.07 kN.

Os valores de momento flector são determinados de acordo com a Equação (59):

$$M_{Sd} = \frac{1}{k} \times \beta \times C_{rif.} \times \gamma \times t \times l \times h^2 \quad (59)$$

em que:

$M_{Sd}$  – Momento flector de cálculo;

$k$  – Factor de ligação ( $k = 8.0$  para parede simplesmente apoiada).

$\beta$  – Coeficiente da estrutura;

$C_{rif.}$  – Coeficiente de sismicidade de referência, ver Equação (56) na secção 6.3.2;

$\gamma$  – Peso específico da alvenaria;

$t$  – Espessura da parede;

$l$  – Comprimento da parede;

$h$  – Altura da parede.

Para as paredes na direcção X, que apresentam um comprimento de 2.00 m, o valor do momento flector para fora do plano vale:

$$M_{Sd} = \frac{1}{8} \times 2.00 \times 0.07 \times 20.00 \times (0.25 \times 2.00) \times 2.80^2 = 1.372 \text{ kN.m} \approx 1.37 \text{ kN.m}.$$

As paredes Y01 e Y02, de comprimento de 4.00 m, são submetidas a um momento flector de:

$$M_{Sd} = \frac{1}{8} \times 2.00 \times 0.07 \times 20.00 \times (0.25 \times 4.00) \times 2.80^2 = 2.744 \text{ kN.m} \approx 2.74 \text{ kN.m}.$$

O modo de determinação das excentricidades já foi referido anteriormente para a verificação às acções estáticas assim como a determinação do coeficiente de redução da resistência, da tensão aplicada e do valor da tensão limite.

#### 6.4.7 Verificação sísmica ao corte

A distribuição da força sísmica entre as paredes resistentes de um piso deve ser efectuada admitindo a hipótese mais apropriada entre as seguintes:

- Laje infinitamente rígida no seu plano, neste caso a força sísmica horizontal de cálculo será aplicada no baricentro da laje;
- Laje deformável no seu plano, em tal situação a força sísmica a actuar em cada parede será determinado proporcionalmente à carga vertical por ela suportada.

Neste caso admitiu-se laje infinitamente rígida em que a distribuição da força sísmica pelas paredes é efectuada em função da sua rigidez relativa e onde se efectua a verificação ao corte segundo o D.M.'87, ver Equação (29) na secção 4.4.4. Na Tabela 73 apresentam-se os dados para a verificação ao corte devido à acção sísmica, forças sísmicas ao nível de cada piso e rigidez global do edifício em cada direcção. Os resultados desta verificação no nível 2 são apresentados nas tabelas seguintes: Tabela 74 e Tabela 75, quando a acção sísmica actua respectivamente na direcção X e na direcção Y. No *Anexo 4* apresentam-se as tabelas com os resultados para o Nível 1 (Tabela 108 quando a acção sísmica actua na direcção X e Tabela 109 quando a acção sísmica actua na direcção Y).

**Tabela 73 – “Edifício A”: Forças sísmicas e rigidez global de cada nível obtidos no “AEdEs-PC.M”**

Direcção	Nível	Força sísmica (kN)	Rigidez global (kN/m)
X	1	99.65	720046
	2	58.62	
Y	1	99.65	1023332
	2	58.62	

O cálculo das forças sísmicas efectuado pelo programa foi apresentado na Tabela 62.

A rigidez global em cada direcção obteve-se pelo somatório da rigidez de todas as paredes na direcção respectiva. Por sua vez, a rigidez de cada parede obteve-se aplicando a equação que considera a parede encastrada no topo e na base e associa a rigidez por corte e flexão quando submetida a uma translação horizontal, ver Equação (6) na secção 4.3.1. Para as paredes segundo a direcção X, a rigidez vale:

$$K_{X01} = K_{X02} = K_{X03} = K_{X04} = \frac{2000000 \times (0.25 \times 2.00)}{1.2 \times 2.80} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{1.2} \times \frac{2000000}{5000000} \times \left(\frac{2.80}{2.00}\right)^2\right)}$$

$$K_{X01} = K_{X02} = K_{X03} = K_{X04} = 180011.52 \text{ kN} / \text{m} = \frac{720046}{4} \cong 180012 \text{ kN} / \text{m}$$

Para as paredes segundo a direcção Y, a rigidez vale:

$$K_{Y01} = K_{Y02} = \frac{2000000 \times (0.25 \times 4.00)}{1.2 \times 2.80} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{1}{1.2} \times \frac{2000000}{5000000} \times \left(\frac{2.80}{4.00}\right)^2\right)}$$

$$K_{Y01} = K_{Y02} = 511665.98 \text{ kN} / \text{m} = \frac{1023332}{2} \cong 511666 \text{ kN} / \text{m}$$

A verificação ao corte é efectuada para as duas combinações de acções apresentadas na secção 6.4.6:

- Combinação I -  $(1.4 G + 1.5 Q) + S$ ;
- Combinação II -  $G + S$ .

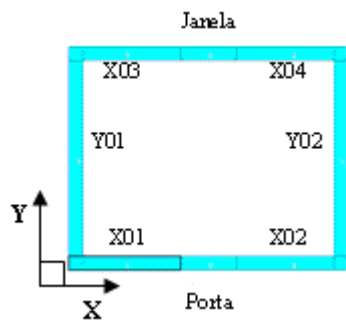
Tabela 74 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação ao corte por efeito da acção sísmica segundo X obtidos no “AEdEs-PC.M”

PAREDE	Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)		T <sub>Sd</sub> (kN)	M <sub>Sd</sub> (kN.m)	K <sub>x</sub> (kN/m)	d (mm)
		I	II				
X01	Topo	47.70	34.07	180012	0.08		
		14.60	14.60				
		20.44	20.44				
X02	Topo	47.70	34.07	180012	0.08		
		14.60	14.60				
		20.44	20.44				
X03	Topo	51.20	36.57	180012	0.08		
		14.71	14.71				
		20.59	20.59				
X04	Topo	51.20	36.57	180012	0.08		
		14.71	14.71				
		20.59	20.59				
Y01	Topo	34.89	24.92	0	0		
		0.00	0.00				
		0.00	0.00				
Y02	Topo	34.89	24.92	0	0		
		0.00	0.00				
		0.00	0.00				

PAREDE	β		e <sub>l</sub> (cm)		τ <sub>Sd</sub> (kPa)		τ <sub>vd</sub> (kPa)		V <sub>Rd</sub> (kN)	
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
X01	0.857	0.600	42.86	60.00	34	49	63	59	26.88	17.73
X02	0.857	0.600	42.86	60.00	34	49	63	59	26.88	17.73
X03	0.897	0.655	40.22	56.31	33	45	64	60	28.54	19.58
X04	0.897	0.655	40.22	56.31	33	45	64	60	28.54	19.58
Y01	1.000	1.000	0.00	0.00	0	0	55	53	-	-
Y02	1.000	1.000	0.00	0.00	0	0	55	53	-	-

Tabela 75 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação ao corte por efeito da acção sísmica segundo Y obtidos no “AEdEs-PC.M”



PAREDE	Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)		T <sub>Sd</sub> (kN)	K <sub>y</sub> (kN/m)	d (mm)
		M <sub>Sd</sub> (kN.m)				
		I	II			
X01	Topo	47.70	34.07	0	0	
		0.00	0.00			
		0.00	0.00			
X02	Topo	47.70	34.07	0	0	
		0.00	0.00			
		0.00	0.00			
X03	Topo	51.20	36.57	0	0	
		0.00	0.00			
		0.00	0.00			
X04	Topo	51.20	36.57	0	0	
		0.00	0.00			
		0.00	0.00			
Y01	Topo	34.89	24.92	511666	0.06	
		29.31	29.31			
		41.04	41.04			
Y02	Topo	34.89	24.92	511666	0.06	
		29.31	29.31			
		41.04	41.04			

PAREDE	β		e <sub>i</sub> (cm)		τ <sub>sd</sub> (kPa)		τ <sub>vd</sub> (kPa)		V <sub>Rd</sub> (kN)	
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
X01	1.000	1.000	0.00	0.00	0	0	63	59	-	-
X02	1.000	1.000	0.00	0.00	0	0	63	59	-	-
X03	1.000	1.000	0.00	0.00	0	0	64	60	-	-
X04	1.000	1.000	0.00	0.00	0	0	64	60	-	-
Y01	0.618	0.000	117.63	164.69	47	0	55	53	33.76	0.00
Y02	0.618	0.000	117.63	164.69	47	0	55	53	33.76	0.00

Os valores de esforço normal são obtidos utilizando os coeficientes respectivos a cada combinação de acção e para a secção de topo da parede. Para a parede X01 o esforço normal para cada combinação vale:

- Acção proveniente da laje (Tabela 57, secção 6.2.1),  $[25.32 + (13.50 / 2)]$  kN;
- Acção proveniente do peso da alvenaria acima da abertura,  $4.00 / 2 = 2.00$  kN;
- Combinação I –  $N_{Sd} = 1.40 \times [25.32 + (13.50 / 2) + 2.00] = 1.40 \times (34.07) = 47.70$  kN;



$$\text{- Combinação II} - N_{Sd} = 1.00 \times [25.32 + (13.50 / 2) + 2.00] = 34.07 \text{ kN}.$$

O esforço de corte a actuar em cada parede resulta de uma distribuição da força sísmica total (Nível 2 – 58.62 kN) em função da rigidez relativa ( $K_i / \Sigma K_i$ ). Para as paredes segundo a direcção X quando a força sísmica actua nesta direcção, as forças horizontais a actuar em qualquer parede obtém-se da seguinte forma:

$$\text{- } \Sigma K_{Xi} = 720046 \text{ kN/m};$$

$$\text{- } K_{X01} = K_{X02} = K_{X03} = K_{X04} = 180012 \text{ kN/m};$$

$$\text{- } K_{Xi} / \Sigma K_{Xi} = 0.25;$$

$$\text{- } T_{Sd, X01} = T_{Sd, X02} = T_{Sd, X03} = T_{Sd, X04} = 58.62 \times 0.25 = 14.65 \text{ kN} \approx 14.60 \text{ kN}.$$

O mesmo procedimento aplica-se na direcção Y para obter a força sísmica suportada por cada uma das paredes, quando a força total actua nesta direcção.

O momento flector na secção de base e de topo da parede, para um esquema estático de duplamente encastrada, é determinado do seguinte modo:  $M_{Sd} = V_{Sd} \times h / 2$ . Para a parede X01 o momento devido à acção sísmica vale:  $M_{Sd} = 14.60 \times 2.80 / 2 = 20.44 \text{ kN.m}$ .

O coeficiente de redução da área transversal é diferente de 1.0 quando parte da secção transversal da parede está submetida a tensões de tracção por efeito das acções de corte. Portanto este coeficiente é determinado pela Equação (31), secção 4.4.4.

A excentricidade longitudinal é obtida pela relação entre o momento flector e o esforço normal. Assim para a combinação I e parede X01 a excentricidade longitudinal vale:

$$e_l = 20.44 / 47.70 = 0.4285 \text{ m} \approx 42.86 \text{ cm}.$$

Neste caso, a relação  $6 e_l / l = 6 \times 42.86 / 200 = 1.29 > 1$  e  $\leq 1.3$ , portanto  $\beta = (3 / 2) - (3 \times 42.86 / 200) = 0.857$ .

A tensão de corte é obtida, dividindo o esforço de corte pela área da secção transversal à compressão (Equação (30), secção 4.4.4). Para o mesmo caso, a tensão de cálculo na parede X01 vale:

$$\sigma_{Sd} = 14.60 / (0.857 \times 0.25 \times 2.00) = 34 \text{ kPa}.$$

A tensão resistente ao corte de cálculo é obtida aplicando o coeficiente de segurança da alvenaria ( $\gamma_M$ ) ao valor da tensão resistente de corte característica obtida através da Equação (2), ver secção 2.3.1.

Continuando a exemplificar a obtenção dos resultados para o mesmo caso, o valor a tensão característica resistente ao corte vale:

$$\tau_{vk} = \tau_{vk0} + 0.4 \sigma_d = 150 + 0.4 \times 47.70 / (0.25 \times 2.00) = 188.16 \text{ kPa};$$

$$\tau_{vd} = \tau_{vk} / 3.0 = 188.16 / 3.0 = 62.72 \approx 63 \text{ kPa}.$$

O esforço resistente de corte de cálculo, obtém-se multiplicando a respectiva tensão resistente de cálculo pela secção transversal da parede à compressão:

$$V_{Rd} = \tau_{vd} \times A^* = 62.72 \times (0.857 \times 0.25 \times 2.00) \approx 26.88 \text{ kN}.$$

A verificação sísmica ao corte para acções no plano é satisfeita quando a tensão resistente de corte é superior à tensão de corte de cálculo. Paredes com um coeficiente de redução da área transversal igual a zero não cumprem automaticamente esta verificação uma vez que significa que toda a secção transversal da parede está à tracção.

Dos resultados apresentados nas tabelas anteriores constata-se que a verificação sísmica ao corte para acções no plano não é satisfeita para as paredes segundo Y (Y01 e Y02) quando o sismo actua nesta direcção, para o Nível 2 e combinação de acções II.

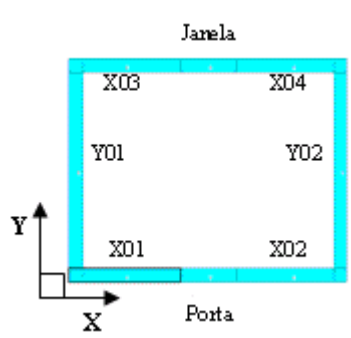
#### 6.4.8 Verificação sísmica à flexão composta para acções no plano

A verificação sísmica à flexão composta para acções no plano é efectuada segundo o D.M.'87 [11]. A acção sísmica de cálculo não vem majorada mas a resistência de cálculo é obtida aplicando um coeficiente de segurança igual a 3.0 à resistência à compressão característica da alvenaria ( $f_d = f_k / 3.0$ ).

Os procedimentos para efectuar a referida verificação são totalmente análogos aos apresentados na verificação à flexão composta por acção do vento (secção 6.4.3), mas para as combinações estabelecidas pelo D.M.'96 (secção 6.4.6).

Na Tabela 76 e na Tabela 77 apresentam-se os resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano no Nível 2, quando o sismo actua na direcção X e na direcção Y, respectivamente. Os resultados da verificação no Nível 1 são apresentados no *Anexo 4*.

Tabela 76 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo a direcção X obtidos no “AEDES-PC.M”

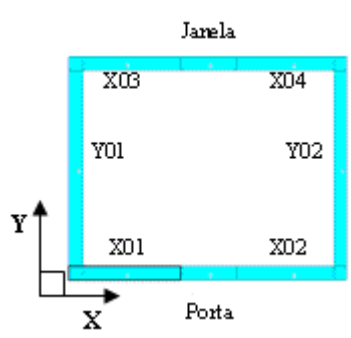


PAREDE	Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)	
		M <sub>Sd</sub> (kN.m)	
		I	II
X01	Base	86.90	62.07
		20.44	20.44
X02	Base	86.90	62.07
		20.44	20.44
X03	Base	90.40	64.57
		20.59	20.59
X04	Base	90.40	64.57
		20.59	20.59
Y01	Base	113.29	80.92
		0.00	0.00
Y02	Base	113.29	80.92
		0.00	0.00

PAREDE	e <sub>t</sub> (cm)		e <sub>l</sub> (cm)		Φ <sub>t</sub>		Φ <sub>l</sub>		σ <sub>Sd</sub> (kPa)		σ <sub>Rd</sub> (kPa)
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	
X01	2.25	2.25	23.52	32.93	0.57	0.57	0.68	0.59	453	369	1667
X02	2.25	2.25	23.52	32.93	0.57	0.57	0.68	0.59	453	369	
X03	2.14	2.14	22.78	31.89	0.57	0.57	0.68	0.60	460	373	
X04	2.14	2.14	22.78	31.89	0.57	0.57	0.68	0.60	460	373	
Y01	2.78	2.78	0.00	0.00	0.53	0.53	1.00	1.00	216	154	
Y02	2.78	2.78	0.00	0.00	0.53	0.53	1.00	1.00	216	154	

Tabela 77 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo a direcção Y obtidos no “AEDES-PC.M”



PAREDE	Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)	
		M <sub>Sd</sub> (kN.m)	
		I	II
X01	Base	86.90	62.07
		0.00	0.00
X02	Base	86.90	62.07
		0.00	0.00
X03	Base	90.40	64.57
		0.00	0.00
X04	Base	90.40	64.57
		0.00	0.00
Y01	Base	113.29	80.92
		41.04	41.04
Y02	Base	113.29	80.92
		41.04	41.04

Tabela 78 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo a direcção Y obtidos no “AEdEs-PC.M” (cont.)

PAREDE	$e_t$ (cm)		$e_l$ (cm)		$\Phi_t$		$\Phi_l$		$\sigma_{Sd}$ (kPa)		$\sigma_{Rd}$ (kPa)
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	
X01	2.25	2.25	0.00	0.00	0.57	0.57	1.00	1.00	307	219	1667
X02	2.25	2.25	0.00	0.00	0.57	0.57	1.00	1.00	307	219	1667
X03	2.14	2.14	0.00	0.00	0.57	0.57	1.00	1.00	315	225	1667
X04	2.14	2.14	0.00	0.00	0.57	0.57	1.00	1.00	315	225	1667
Y01	2.78	2.78	36.22	50.71	0.53	0.53	0.73	0.66	297	233	1667
Y02	2.78	2.78	36.22	50.71	0.53	0.53	0.73	0.66	297	233	1667

O esforço normal a que a parede X01 está submetida é obtido para a secção de base:

- Acção proveniente da laje (Tabela 57, secção 6.2.1),  $25.32 + (13.50 / 2) \text{ kN}$ ;
- Peso próprio da parede e metade do peso da alvenaria acima da abertura,  $[28.00 + (4.00 / 2)] \text{ kN}$ ;
- Combinação I:  $N_{Sd} = 1.4 \times [25.32 + (13.50 / 2) + 28.00 + (4.00 / 2)] = 86.90 \text{ kN}$ ;
- Combinação II:  $N_{Sd} = 1.0 \times [25.32 + (13.50 / 2) + 28.00 + (4.00 / 2)] = 62.07 \text{ kN}$ .

A determinação dos momentos flectores foi exemplificada na secção anterior (secção 6.4.7) para a acção sísmica em cada uma das direcções principais.

A excentricidade transversal apresentada permite determinar o coeficiente de excentricidade para obter o coeficiente de redução da resistência transversal através da Tabela 26, ver secção 4.4.2.

Assim, para as paredes X01 e X02 o valor da excentricidade transversal obtido foi determinado da seguinte forma:

$$e_t = (1.55 \times 2 + 1.40) / 2 = 2.25 \text{ cm}.$$

Os valores da excentricidade longitudinal é limitada pelo menor dos seguintes valores:  $e_l \leq 2 B / 6$  e  $e_l \leq 1.3 B / 6$ ; e obtém-se pela relação entre o momento flector e o esforço normal.

A determinação dos coeficientes de redução da resistência (Tabela 26, secção 4.4.2), dos valores de cálculo da tensão actuante e resistente são a seguir exemplificados para parede Y01 e direcção das forças horizontais segundo Y:

$$\begin{aligned}
 m &= 6 \times 2.78 / 25 = 0.667; h_0 / t = 280 / 25 = 11.2 \rightarrow \text{Tabela 26} - \Phi_t = 0.525 = 0.53; \\
 m &= 6 \times 36.22_{(\text{comb.I})} / 400 = 0.543; h_0 / t = 0 \rightarrow \text{Tabela 26} - \Phi_t = 0.727 = 0.73; \\
 \sigma_{Sd} &= 113.29 / (0.53 \times 0.73 \times 0.25 \times 4.00) = 293 \text{ kPa} \approx 297 \text{ kPa} \text{ (valor do programa);} \\
 \sigma_{Rd} &= 5000 / 3.0 = 1667 \text{ kPa.}
 \end{aligned}$$

No *Anexo 5* apresentam-se as verificações à flexão composta para acções fora do plano e no plano segundo a Circular nº 21745 que é uma norma mais específica para edifícios existentes.

#### 6.4.9 Verificação sísmica ao corte segundo a Circular nº 21745: Método Por

O Método *Por* permite avaliar a resistência sísmica do edifício em alvenaria, através de uma análise piso a piso. A aplicação deste método conduz a uma análise estática não linear para cada um dos estados limites (elástico, fendilhação e último) de modo a determinar a máxima capacidade do sistema estrutural. As hipóteses fundamentais do Método *Por* são:

- A laje é infinitamente rígida no seu plano e com uma ligação eficaz às paredes, garantindo a distribuição das forças horizontais, supostamente actuando exclusivamente ao nível do piso, entre as várias paredes de modo proporcional à sua rigidez;
- Admite-se o comportamento elástico-plástico da alvenaria para todas as paredes, e o mecanismo de rotura é devido ao corte. As paredes têm secções rectangulares constante entre pisos;

Os resultados do Método *Por* relativos ao nível “*i*” compreendem duas análises nas direcções X e Y, para cada uma das combinações de acções consideradas.

A tensão resistente última de corte é obtida pelo critério de *Turnsek-Cacovic* (Equação (5), secção 3.3.4).

O programa determina as posições iniciais do centro de gravidade e do centro de rigidez, e os valores de excentricidade (diferença entre a posição do centro de rigidez e o centro de gravidade) e inércia polar (Equação (8), secção 4.3.1), antes de efectuar as análises nas duas direcções separadamente conforme o seguinte procedimento:

- Entre os valores de deslocamento do centro de rigidez que conduzem cada uma das paredes ao seu limite elástico, determina qual o deslocamento mínimo, ou seja, o deslocamento a partir do qual a estrutura deixa de ter comportamento elástico;
- A partir do estado limite elástico, inicia-se um novo procedimento passo a passo para determinar a capacidade resistente da estrutura ao limite de fendilhação e ao da rotura (estado limite último), ver Figura 63. Aplicando incrementos de deslocamento do centro de rigidez controla-se o comportamento da estrutura passo-a-passo, até que uma parede atinja um deslocamento igual a 1.2 vezes o deslocamento elástico, valor convencional para indicar o estado limite de fendilhação;
- O procedimento de incremento de deslocamento é retomado, e o estado limite último será atingido quando se verificar um aumento da deformação para uma força constante ou decrescente;
- A verificação é satisfeita se a força última de um piso genérico for superior à soma das forças de natureza sísmica a actuar nos pisos superiores ao respectivo piso.

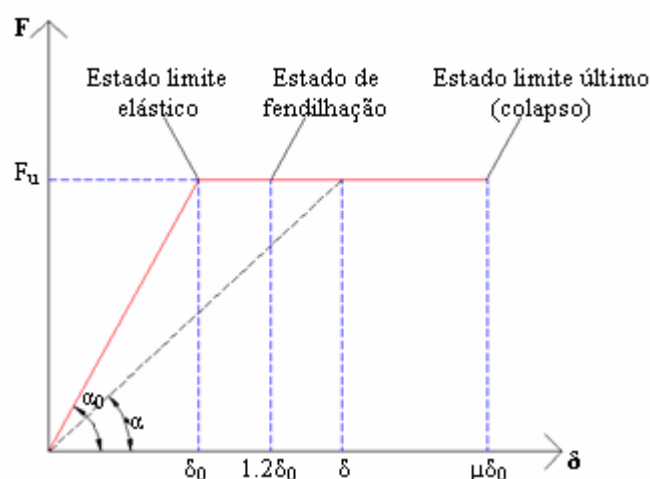


Figura 63 – Diagrama força *versus* deslocamento pelo Método *Por*

Na Tabela 83 apresentam-se os parâmetros característicos dos pisos, tais como, peso total, inércia polar, coordenadas do centro de gravidade e rigidez e respectivas

excentricidades. Estes valores são importantes para o processo de análise sísmica pelo Método *Por*.

O nível 1 apresenta um peso total de 830 *kN* que resulta do somatório do peso próprio das duas lajes e da totalidade das paredes:  $178.13 \times 2 + 237.00 \times 2 \approx 830 \text{ kN}$ . Para o nível 2 o peso total vale aproximadamente 415 *kN* ( $178.13 + 237.00 \approx 415 \text{ kN}$ ).

A inércia polar foi determinada considerando cada uma das paredes e a excentricidade do seu centro de massa ao centro rigidez do respectivo piso:

$$I_p = \left[ 2 \times \left( 180012 \times (0.125 - 2.00)^2 \right) + 2 \times \left( 180012 \times (3.875 - 2.00)^2 \right) \right] + \left[ 511666 \times (0.125 - 2.50)^2 + 511666 \times (4.875 - 2.50)^2 \right] = 8303651 \cong 8303640 \text{ kN.m.}$$

**Tabela 79 – “Edifício A”: Parâmetros característicos dos pisos para a análise sísmica pelo Método *Por***

Nível	$W_{\text{total}}$ (kN)	$I_p$ (kN.m)	$x_g$ (m)	$y_g$ (m)	$x_r$ (m)	$y_r$ (m)	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)
1	830	8303640	2.50	2.023	2.50	2.00	0.00	0.023
2	420							

Nas tabelas seguintes apresentam-se os valores iniciais de rigidez das paredes e da tensão última de resistência ao corte e do deslocamento elástico para cada uma das combinações de acções adoptadas na análise sísmica.

No nível 2, o esforço normal a actuar na secção de topo da parede X01 vale 34.07 *kN*:

$$N_{Sd,X01} = (4.00 / 2) + (25.32 + 13.50 / 2) = 34.07 \text{ kN.}$$

Para a combinação I, o esforço normal devido às acções permanentes tem que ser majorado por 1.40:

$$N_{Sd,X01} = 1.40 \times 34.07 = 47.7 \approx 48 \text{ kN.}$$

Portanto a tensão normal na parede X01 vale 95.4 *kPa*:

$$\sigma_{Sd,X01} = 47.70 / (0.25 \times 2.00) = 95.4 \text{ kPa.}$$

Aplicando o critério de *Turnsek-Cacovic* para a determinação da tensão última resistente de corte, a Equação (5) (secção 3.3.4) pode ser simplificada, uma vez que não existe tensões de pré-compressão a actuar na parede:

$$\tau_{ult.} = \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_k}} \rightarrow \tau_{ult.} = \frac{150.00}{3.00} \sqrt{1 + \frac{95.40}{1.5 \times \frac{150.00}{3.00}}} = 75.37 kPa \cong 75.4 kPa .$$

*Nota:* Segundo a Circ. Nº65 de 10.4.1997 a acção sísmica não é majorada mas a resistência de cálculo é obtida aplicando um coeficiente de 1/3 à resistência característica.

Para a combinação II, a tensão última de corte vale:

$$\tau_{ult.} = \frac{150.00}{3.00} \sqrt{1 + \frac{95.40}{1.5 \times \frac{150.00}{3.00}}} = 69.07 kPa \cong 69.1 kPa .$$

Para o nível 1, o esforço normal na secção de topo da parede X01, para a combinação I, vale:

$$N_{Sd,X01} = 1.4 \times [(28 + 2 \times 4.00 / 2) + 2 \times (25.32 + 13.50 / 2)] \approx 134.6 kN.$$

Portanto a tensão última de corte vale:

$$\tau_{ult.} = \frac{150.00}{3.00} \sqrt{1 + \frac{134.60}{1.5 \times \frac{150.00}{3.00}}} = 107.11 kPa \cong 107.1 kPa .$$

A força última resistente de corte é obtida pela multiplicação da tensão pela área transversal da parede e o deslocamento elástico aplicando a equação de equilíbrio elástico linear ( $K \times d = F$ ). Exemplificando para a parede X01:

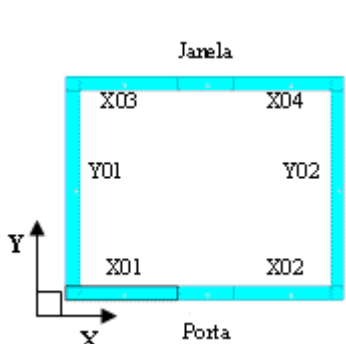
- força última resistente de corte,  $75.37 \times (0.25 \times 2.00) = 37.68 kN$ ;
- deslocamento elástico,  $180012 \times d_0 = 37.68 \rightarrow d_0 = 0.21 mm$ .

As paredes X03 e X04 apresentam valores da força última resistente de corte diferentes dos valores obtidos para as paredes X01 e X02 pois no valor de esforço normal para o cálculo da força última de corte considera-se o peso da parede abaixo da janela:

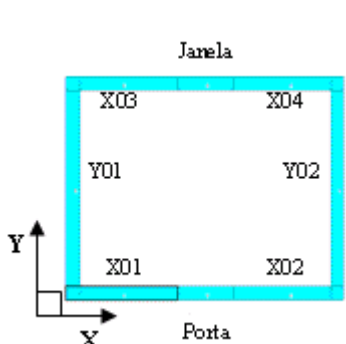
$$N_{Sd,X03,X04} = 1.40 \times [(4.00 / 2) + (25.32 + 13.50 / 2) + (5.00 / 2)] = 51.198 \approx 51.2 kN;$$

$$\tau_{ult.} = \frac{150.00}{3.00} \sqrt{1 + \frac{51.20}{1.5 \times \frac{150.00}{3.00}}} = 76.89 kPa = 76.9 kPa .$$

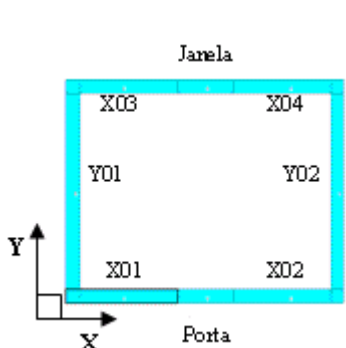


Tabela 80 – “Edifício A”, Nível 2, comb.I: Valores iniciais para a análise sísmica pelo Método *Por*


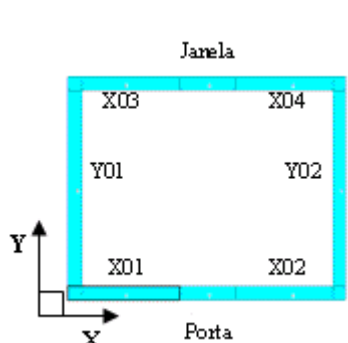
PAREDE	Área (m <sup>2</sup> )	K <sub>x</sub> (kN.m) K <sub>y</sub> (kN.m)	τ <sub>ult.</sub> (kPa)	F <sub>ult.</sub> (kN)	d <sub>0</sub> (mm)
X01	0.50	180012	75.4	37.68	0.21
X02	0.50	180012	75.4	37.68	0.21
X03	0.50	180012	76.9	38.45	0.21
X04	0.50	180012	76.9	38.45	0.21
Y01	1.00	511666	60.5	60.52	0.12
Y02	1.00	511666	60.5	60.52	0.12

Tabela 81 – “Edifício A”, Nível 2, comb.II: Valores iniciais para a análise sísmica pelo Método *Por*


PAREDE	Área (m <sup>2</sup> )	K <sub>x</sub> (kN.m) K <sub>y</sub> (kN.m)	τ <sub>ult.</sub> (kPa)	F <sub>ult.</sub> (kN)	d <sub>0</sub> (mm)
X01	0.50	180012	69.1	34.54	0.19
X02	0.50	180012	69.1	34.54	0.19
X03	0.50	180012	70.3	35.14	0.20
X04	0.50	180012	70.3	35.14	0.20
Y01	1.00	511666	57.7	57.71	0.11
Y02	1.00	511666	57.7	57.71	0.11

Tabela 82 – “Edifício A”, Nível 1, comb.I: Valores iniciais para a análise sísmica pelo Método *Por*


PAREDE	Área (m <sup>2</sup> )	K <sub>x</sub> (kN.m) K <sub>y</sub> (kN.m)	τ <sub>ult.</sub> (kPa)	F <sub>ult.</sub> (kN)	d <sub>0</sub> (mm)
X01	0.50	180012	107.1	53.56	0.30
X02	0.50	180012	107.1	53.56	0.30
X03	0.50	180012	109.3	54.64	0.30
X04	0.50	180012	109.3	54.64	0.30
Y01	1.00	511666	86.2	86.25	0.17
Y02	1.00	511666	86.2	86.25	0.17

Tabela 83 – “Edifício A”, Nível 1, comb.II: Valores iniciais para a análise sísmica pelo Método *Por*


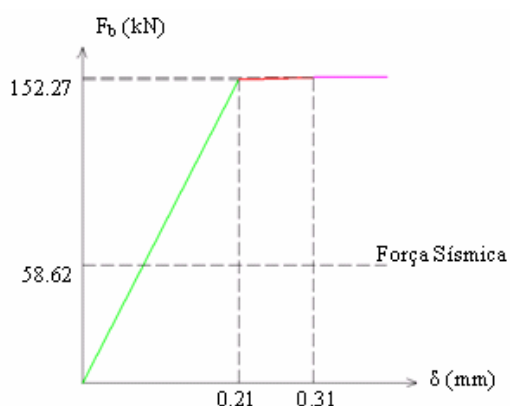
PAREDE	Área (m <sup>2</sup> )	K <sub>x</sub> (kN.m)	K <sub>y</sub> (kN.m)	τ <sub>ult.</sub> (kPa)	F <sub>ult.</sub> (kN)	d <sub>0</sub> (mm)
X01	0.50	180012		94.4	47.20	0.26
X02	0.50	180012		94.4	47.20	0.26
X03	0.50	180012		96.1	48.07	0.27
X04	0.50	180012		96.1	48.07	0.27
Y01	1.00	511666		77.6	77.64	0.15
Y02	1.00	511666		77.6	77.64	0.15

A seguir apresentam-se as curvas de comportamento força (*kN*) versus deslocamento (*mm*) obtidos pelo Método *Por*, para cada piso e combinação de acções (comb. I – [(1.4 *G* + 1.5 *Q*) + *S*] e comb. II – [*G* + *S*]). As forças sísmicas representadas nos gráficos são as apresentadas na Tabela 73. O deslocamento elástico representa o ponto em que a primeira parede, na respectiva direcção, entrou em regime plástico.

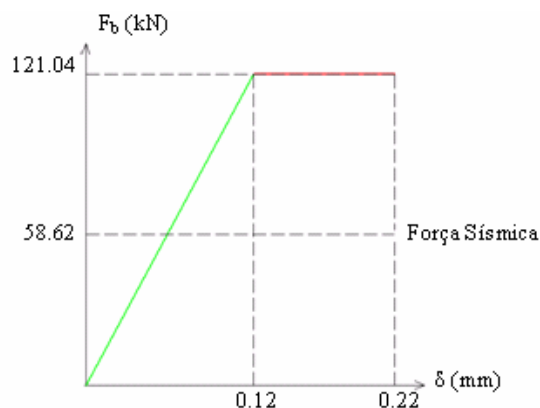
No Gráfico 7, todas as paredes entram em regime plástico para o mesmo deslocamento de 0.21 *mm*, que na Tabela 80 verifica-se que corresponde ao deslocamento elástico das paredes segundo a direcção X. Do mesmo modo, que para a direcção Y o deslocamento é de 0.12 *mm*, cujo valor é representado no Gráfico 8 como o deslocamento a partir do qual todas as paredes, do piso em estudo, deixam de apresentar comportamento linear.

A força para a qual a estrutura deixa de exibir comportamento elástico é obtida pela equação de equilíbrio elástico ( $K \times d = F$ ), portanto para um deslocamento de 0.21 *mm* na direcção X a força que provoca este deslocamento vale 151.21 *kN* ( $K_x \times d = F \rightarrow 720046 \times 0.21 \text{E-}03 = F \rightarrow F = 151.21 \text{ kN} \approx 152.27 \text{ kN}$ ). Para o deslocamento de 0.12 *mm* na direcção Y, a força necessária para provocar este deslocamento na estrutura vale 121.04 *kN* ( $1023332 \times 0.12 \text{ E-}03 = F \rightarrow F = 121.04 \text{ kN}$ ). A força última na direcção Y obtida por cálculo manual é igual à obtida pela análise do Método *Por* pois as paredes nesta direcção apresentam efectivamente a mesmo comportamento. Na direcção X as paredes diferem, embora muito ligeiramente, na tensão última de corte, o que conduz à diferença de aproximadamente 1 *kN* entre a força última de corte do piso obtida pelo cálculo manual da obtido pelo programa.

A forma das curvas de força de corte vs deslocamento é a que seria de esperar uma vez que na mesma direcção as paredes apresentam o mesmo comportamento, ou seja a mesma rigidez e tensão última de corte entrando em regime plástico para o mesmo deslocamento.



**Gráfico 7 – Nível 2, comb. I: Curva força vs deslocamento na direcção X obtida no “AEdEs-PC.M”**



**Gráfico 8 – Nível 2, comb. I: Curva força vs deslocamento na direcção Y obtida no “AEdEs-PC.M”**

Os restantes gráficos obtidos da análise sísmica pelo método *Por* encontram-se no Anexo 6.

O factor de segurança é obtido pela relação entre a força elástica ou última e a força sísmica de projecto. Na Tabela 84 apresentam-se os valores do factor de segurança para o estado limite elástico (que neste caso coincide com o E.L.U.), relativamente a cada piso, combinação de acções e direcção.

Tabela 84 – “Edifício A”: Força, rigidez, deslocamento e factor de segurança para o estado limite elástico obtidos na análise sísmica pelo Método *Por* no “AEdEs-PC.M”

Direcção	Nível	Combinação de acções	F (kN)	K <sub>g</sub> (kN.m)	δ (mm)	F <sub>sism.</sub> (kN)	FS
X	2	I	151.29	720046	0.21	58.62	2.580
		II	138.66	720046	0.19		2.365
	1	I	215.02	720046	0.30	99.65	2.157
		II	189.48	720046	0.26		1.901
Y	2	I	121.04	1023332	0.12	58.62	2.064
		II	115.42	1023332	0.11		1.968
	1	I	172.50	1023332	0.17	99.65	1.731
		II	155.28	1023332	0.15		1.558

Como se pode constatar pela tabela anterior, os factores de segurança são superiores a 1.0, o que indica que a estabilidade global de cada piso do edifício face à acção sísmica é garantida.



***Capítulo 7 – “AEdEs-PC.E”***

## 7 “AEDES – PC.E”

### 7.1 Introdução

A exportação do modelo estrutural do “Edifício A” da versão “PC.M” para a versão “PC.E” criou uma estrutura equivalente de barras para ser analisada pelo M.E.F. (Figura 64), de modo a efectuar as verificações sísmicas indicadas na norma sísmica italiana.

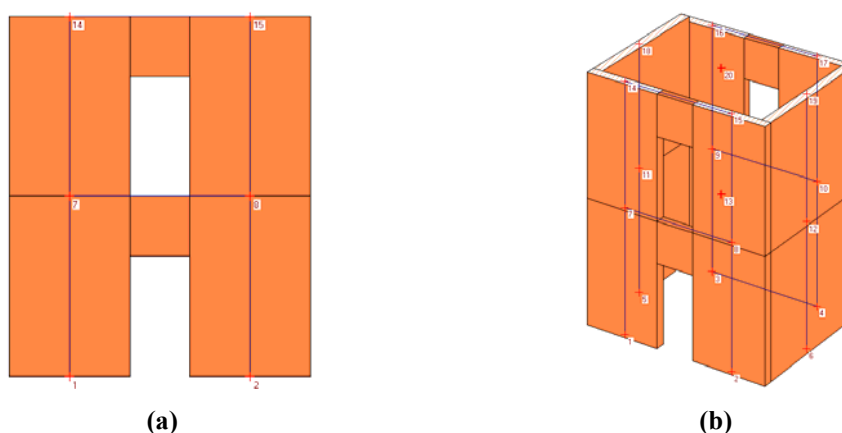


Figura 64 – “Edifício A”, Modelo constituído por barras gerado no “AEDES-PC.E”: (a) Alçado principal e (b) Modelo tridimensional

### 7.2 Análise sísmica

As condições de carregamento da estrutura exportadas do “PC.M” foram, apenas, as acções devido ao peso próprio da laje, que no “PC.E” para as barras verticais (Figura 65(a) e Figura 67(b)) se traduziram como cargas concentradas nos nós e para as barras horizontais (Figura 65(b)) em carga uniformemente distribuída apenas no comprimento da abertura (zona deformável). Recorrendo à Tabela 57 (secção 6.2.1), pode-se constatar que os valores apresentados na Figura 65 correspondem aos valores do esforço normal devido ao peso próprio da laje em cada parede, para o caso da laje orientada nas duas direcções.

N°	N° nodo	ID nodo	PX (kN)	P.Y	P.Z	MX (kN.m)	M.Y	M.Z
1	7	19	0.00	0.00	-25.32	0.00	0.00	0.00
2	8	20	0.00	0.00	-25.32	0.00	0.00	0.00
3	9	21	0.00	0.00	-25.32	0.00	0.00	0.00
4	10	22	0.00	0.00	-25.32	0.00	0.00	0.00
5	11	23	0.00	0.00	-24.92	0.00	0.00	0.00
6	12	24	0.00	0.00	-24.92	0.00	0.00	0.00
7	14	26	0.00	0.00	-25.32	0.00	0.00	0.00
8	15	27	0.00	0.00	-25.32	0.00	0.00	0.00
9	16	28	0.00	0.00	-25.32	0.00	0.00	0.00
10	17	29	0.00	0.00	-25.32	0.00	0.00	0.00
11	18	30	0.00	0.00	-24.92	0.00	0.00	0.00
12	19	31	0.00	0.00	-24.92	0.00	0.00	0.00

N°	N° asta	ID asta	Rifer. locale	qX (kN/m)	q.Y	q.Z	Su luce deform.
1	7	19	■	0.00	0.00	-13.50	✓
2	9	21	■	0.00	0.00	-13.50	✓
3	16	28	■	0.00	0.00	-13.50	✓
4	18	30	■	0.00	0.00	-13.50	✓

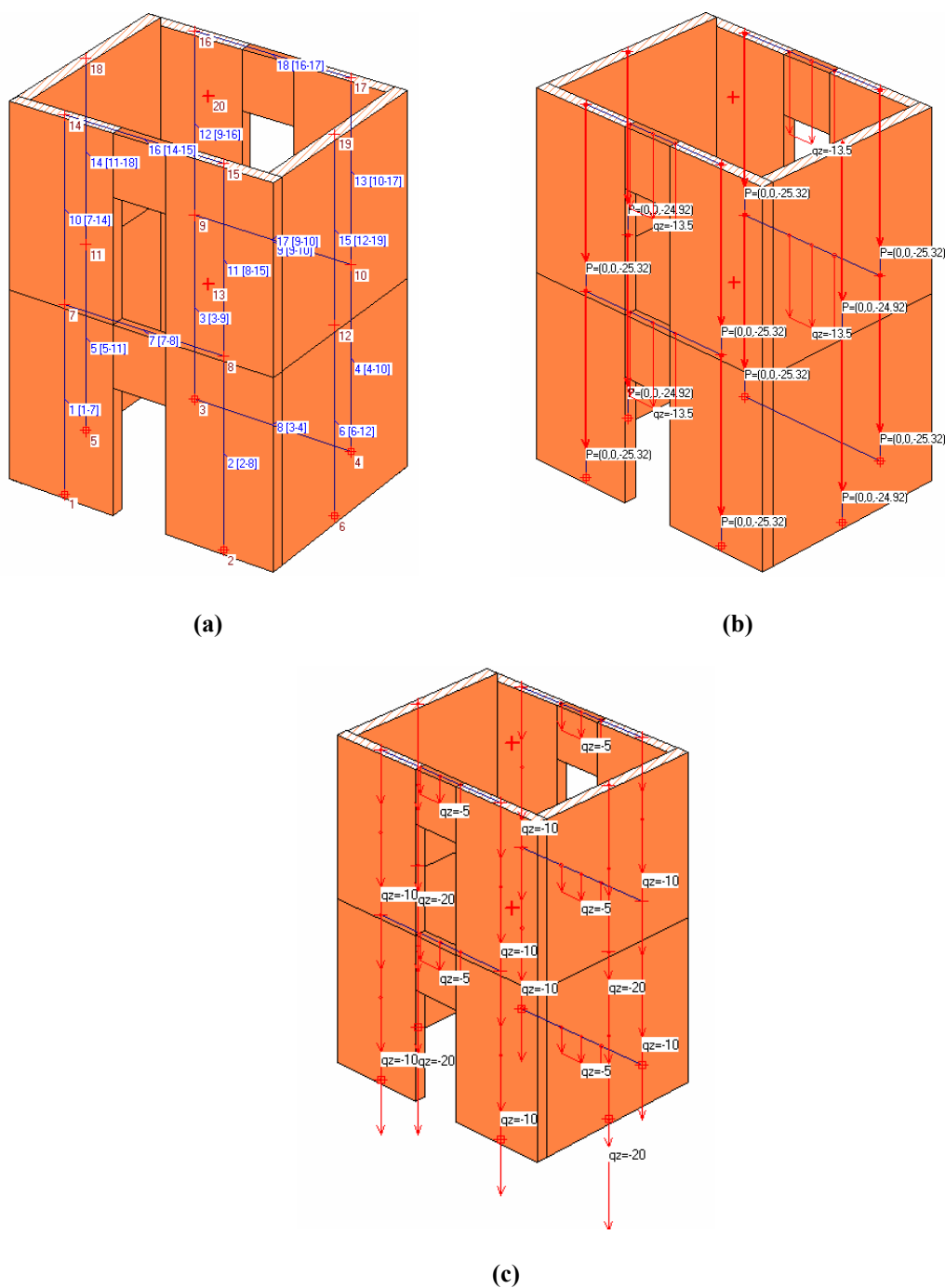
**Figura 65 – Tabela de acções no “AEDES-PC.E” por exportação das acções na laje do “AEDES-PC.M”: (a) Cargas concentradas nos nós para as barras verticais e (b) Carga uniformemente distribuída para as barras horizontais**

Para introduzir o peso próprio das barras, efectuou-se o comando “*Modifica / Aggiungi condizione di carico: Pesi propri*”, i.e., adicionar condição de carga correspondente ao peso próprio das barras, ver Figura 66. Por exemplo, para a barra 1 que representa a parede X01 (Figura 67(a)), de secção  $0.25 \times 2.00 \text{ m}^2$ , o peso próprio por unidade de comprimento da barra vale  $10 \text{ kN/m}$  ( $0.25 \times 2.00 \times 20.00 = 10 \text{ kN/m}$ ). Na tabela ilustrada na Figura 66, as acções devido ao peso próprio estão definidas segundo o eixo Z pois refere-se ao sistema global, uma vez que o sistema de eixos locais não foram definidos como os de referência (“*Rifer. locale*”), e representam valor negativo para definir o sentido da força, vertical descendente, ver Figura 67(c).

N°	N° asta	ID asta	Rifer. locale	qX (kN/m)	q.Y	q.Z	Su luce deform.	da Solsi
1	1	1	■	0.00	0.00	-10.00	■	■
2	2	4	■	0.00	0.00	-10.00	■	■
3	3	7	■	0.00	0.00	-10.00	■	■
4	4	10	■	0.00	0.00	-10.00	■	■
5	5	13	■	0.00	0.00	-20.00	■	■
6	6	16	■	0.00	0.00	-20.00	■	■
7	7	19	■	0.00	0.00	-5.00	✓	■
8	8	20	■	0.00	0.00	-5.00	✓	■
9	9	21	■	0.00	0.00	-5.00	✓	■
10	10	22	■	0.00	0.00	-10.00	■	■
11	11	23	■	0.00	0.00	-10.00	■	■
12	12	24	■	0.00	0.00	-10.00	■	■

**Figura 66 – Tabela de acções no “AEDES-PC.E” por introdução do peso próprio das barras**





**Figura 67 – “Edifício A” modelo gerado no “AEdEs-PC.E”:** (a) Enumeração das barras; (b) Representação das cargas devido ao peso próprio da laje e (c) Representação das cargas devido ao peso próprio da alvenaria

No modelo tridimensional, as várias componentes horizontais da acção sísmica ( $\alpha$ ;  $\alpha + 90^\circ$  e eventualmente a vertical) devem ser consideradas actuando simultaneamente. Para as duas componentes horizontais ( $\alpha$ ;  $\alpha + 90^\circ$ ) os valores

máximos dos efeitos da acção sísmica vem combinados de acordo com a Equação (60) (definido pelo utilizador).

$$\text{Máx.} \left[ (E_{\alpha}'' + 0.30E_{\alpha+90^{\circ}}); (0.30E_{\alpha}'' + E_{\alpha+90^{\circ}}) \right] \quad (60)$$

No que diz respeito aos efeitos da análise sísmica vertical, devem ser considerados em simultâneo com os do sismo horizontal, se a acção horizontal provocar um efeito superior a 30 % relativamente ao da vertical, considerando-se o máximo valor (Equação (61)) entre as seguintes combinações:

$$\begin{aligned} &0.30E_{\alpha}'' + 0.30E_{\alpha+90^{\circ}}'' + E_{\text{vert.}} \\ &E_{\alpha}'' + 0.30E_{\alpha+90^{\circ}}'' + 0.30E_{\text{vert.}} \\ &0.30E_{\alpha}'' + E_{\alpha+90^{\circ}}'' + 0.30E_{\text{vert.}} \end{aligned} \quad (61)$$

*Nota:* “+” pode ser + ou – desde que se obtenha o efeito mais desfavorável.

No caso em que acção horizontal produz um efeito igual ou inferior a 30% em relação à vertical, a norma sísmica não especifica que se deva ou não considerar o efeito da acção horizontal, apenas que no projecto estrutural pode ser apenas considerado o sismo actuando na vertical.

### 7.2.1 *Análise sísmica estática linear*

A análise tradicional de estruturas, na engenharia civil, é a análise estática linear em que se considera o comportamento linear dos materiais sob as acções de serviço. Para edifícios construídos em zonas sísmicas esta análise é designada estática equivalente, com resultados essencialmente conservadores [38].

Esta análise pode conduzir a bons resultados em estruturas com elevada regularidade em planta, em altura, de rigidez e massa, de tal modo que os efeitos de torsão possam ser desprezados. Nesta hipótese pode considerar-se que existe um modo de vibração de translação dominante para a estrutura.

A análise estática linear consiste na aplicação de um sistema de forças distribuídas linearmente em altura determinadas de acordo com a Equação (10), ver secção 4.3.2. A força de corte basal obtém-se pela multiplicação da ordenada dos espectros de resposta elásticos (para o tipo de terreno em causa) pelo peso total do edifício. Os espectros de resposta elásticos são transformados em espectros de cálculo por aplicação do factor de comportamento  $q$  que tem em conta a ductilidade da estrutura, este factor vale 1.5 para a análise dos E.L.U. e 2.5 para os E.L.D..

São considerados quatro combinações de acções elementares devido ao sismo, cujos efeitos vão ser somados aos efeitos das acções não sísmica (neste caso: acção permanente na laje e peso próprio da alvenaria):

- *CAES1* (combinação de acções elementar sísmica 1) – em que as forças estáticas equivalentes actuam segundo a direcção  $\alpha$  (normalmente  $\alpha = 0^\circ$  direcção X) e soma-se o efeito torsor devido à excentricidade accidental com que as forças actuam em relação ao centro de massa;
- *CAES2* – as forças actuam segundo a direcção  $\alpha$  e subtrai-se o efeito do momento torsor;
- *CAES3* – as forças estáticas equivalentes actuam segundo a direcção  $\alpha + 90^\circ$  (normalmente direcção Y) e soma-se o efeito o momento torsor respectivo;
- *CAES4* – as forças estáticas equivalentes actuam segundo a direcção  $\alpha + 90^\circ$  (normalmente direcção Y) e subtrai-se o efeito o momento torsor respectivo.

Para obter o máximo efeito sísmico para cada estado limite, soma-se o máximo valor obtido em cada direcção com 30% do valor máximo na outra direcção (ver [37]).

Os resultados em termos de esforços para cada uma das combinações apenas para a barra 1 (parede X01) e nó 1 (secção de base), ver Figura 67(a), são apresentados na Tabela 85, assim como os esforços devido às acções estáticas e esforços finais para os E.L.U. e E.L.D.. Na Figura 68 representa-se a convenção de sinais adoptado pelo programa para carregamentos, deslocamentos, rotações e esforços.

Tabela 85 – “Edifício A”: Esforços estáticos e finais da análise sísmica estática linear para a Barra 1 e nó 1 obtidos no “AEDES-PC.E”

	Combinação	N <sub>Sd</sub> (kN)	T <sub>Sd, y</sub> (kN)	T <sub>Sd, z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kN.m)	M <sub>y</sub> (kN.m)	M <sub>z</sub> (kN.m)
E.L.U.	CAES1	0.00	0.05	15.93	-0.05	-15.93	0.08
	CAES2	0.00	0.03	-13.79	-0.03	-13.79	0.05
	CAES3	0.00	-0.43	1.35	-0.01	-1.35	-0.64
	CAES4	0.00	-0.46	-1.35	0.01	1.35	-0.69
	<b>Máximos</b>	0.00	-0.48	-16.34	-0.05	-16.34	-0.71
E.L.D.	CAES1	0.00	0.04	12.55	-0.04	-12.55	0.06
	CAES2	0.00	0.02	10.84	-0.02	-10.84	0.04
	CAES3	0.00	-0.34	1.07	-0.01	-1.07	-0.51
	CAES4	0.00	-0.36	-1.07	0.01	1.07	-0.54
	<b>Máximos</b>	0.00	-0.37	-12.87	-0.04	-12.87	-0.56
<b>Esforços das acções</b>		64.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>estáticas</b>		65.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Total</b>		129.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>E.L.U.</b>		129.14	-0.48	-16.34	-0.05	-16.34	-0.71
<b>E.L.D.</b>		129.14	-0.37	-12.87	-0.04	-12.87	-0.56

Para os E.L.U. os valores máximos dos esforços foram obtidos da seguinte forma:

$$T_{Sd, y} = 15.93 + 0.30 \times 1.35 = 16.335 = 16.34 \text{ kN};$$

$$T_{Sd, z} = 0.46 + 0.30 \times 0.05 = 0.475 = 0.48 \text{ kN};$$

$$M_x = 0.05 + 0.30 \times 0.01 = 0.053 = 0.05 \text{ kN};$$

$$M_y = 15.93 + 0.30 \times 1.35 = 16.335 = 16.34 \text{ kN};$$

$$M_z = 0.69 + 0.30 \times 0.08 = 0.714 = 0.71 \text{ kN}.$$

O mesmo procedimento foi adoptado para combinar os valores máximos dos esforços para os E.L.D..

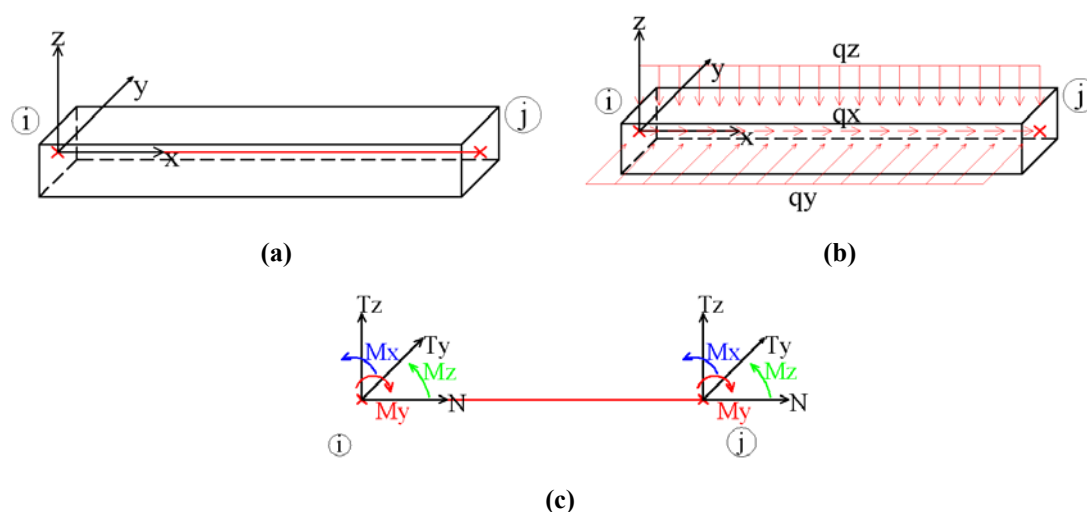


Figura 68 – Convenção de sinais [37]: (a) Sistema de eixos locais; (b) Carregamentos segundo os eixos locais e (c) Deslocamentos, rotações e esforços segundo os eixos locais

O programa determina o período fundamental do edifício pela fórmula simplificada presente na norma sísmica italiana, ver Equação (16) na secção 4.4.1. Assim, para um período fundamental de 0.196 s e para uma aceleração do terreno de 0.08g, como a zona adoptada foi a 4 ( $T_B = 0.16$  s;  $T_C = 0.40$  s e  $T_D = 2.40$  s) o valor de cálculo da ordenada dos espectros de resposta, uma vez que  $T_B < T_1 < T_C$ , vale:

- E. L.U.  $S_d(T_1) = 0.08 \times 2.50 / 1.50 = 0.13(3)$ ;
- E. L.D.  $S_d(T_1) = 0.08 \times 2.50 / 2.50 = 0.08$ .

Tabela 86 – “Edifício A”: Forças sísmicas equivalentes obtidas no “AEDES-PC.E”

Nível	$z_i$ (m)	$W_i$ (kN)	$F_b$ (kN)		$z_i M_i$	$F_i$ (kN)	
			E.L.U.	E.L.D.		E.L.U.	E.L.D.
2	6.00	308.125	99.500	59.700	1848.750	58.155	34.893
1	3.00	438.125			1314.375	41.345	24.807
$\Sigma$		746.250	$\Sigma$		3163.125	99.500	59.700

### 7.2.1.1 Verificação à flexão composta para acções no plano

A verificação à flexão composta para acções no plano é efectuada segundo a norma sísmica italiana “*Ordinanza 3274/2003*” [24]. Consiste em verificar se o coeficiente de segurança dado pela relação entre o esforço de corte resistente e o esforço de corte

actuante é igual ou superior a 1.0. O momento resistente é obtido pela Equação (62), considerando um diagrama de tensões de compressão rectangular e desprezando a resistência à tracção.

Na Tabela 87, apresentam-se os resultados desta verificação, para o E.L.D., apenas para as barras 1 e 10 que representam a parede X01, e barras 6 e 15 que representam a parede Y02.

$$M_{Rd} = \frac{l^2 \times t \times \sigma_{Sd}}{2} \times \left( 1 - \frac{\sigma_{Sd}}{0.85 \times \sigma_{Rd}} \right) \quad (62)$$

Tabela 87 – “Edifício A”: Resultados da verificação à flexão composta para acções no plano para as paredes X01 e Y02 da análise sísmica estática linear obtidos no “AEDES-PC.E”

Parede	nº Barra		Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)		σ <sub>Sd</sub> (kPa)		f <sub>d</sub> (MPa)	N <sub>Rd</sub> (kN)	M <sub>Rd</sub> (kN.m)	
	N. 1	N. 2		N. 1	N. 2	N. 1	N. 2			N. 1	N. 2
X01	1	10	Base	129.140	64.570	258	129	2.500	1062.5	113.440	60.650
			Topo	104.140	39.570	208	79			93.930	38.100

Parede	M <sub>Sd</sub> (kN.m)			V <sub>Sd</sub> (kN)			H <sub>o</sub> (m)		V <sub>Rd</sub> (kN)		FS
	Nível 1	Nível 2	Nível 1	Nível 2	Nível 1	Nível 2	Nível 1	Nível 2	Nível 1	Nível 2	Nível 2
X01	12.870	7.650	12.870	7.650	1.000	1.000	113.440	60.650	8.815	7.928	
	12.870	7.650	12.870	7.650	1.000	1.000	93.930	38.100	7.299	4.980	

Parede	nº Barra		Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)		σ <sub>Sd</sub> (kPa)		f <sub>d</sub> (kPa)	N <sub>Rd</sub> (kN)	M <sub>Rd</sub> (kN.m)	
	N. 1	N. 2		N. 1	N. 2	N. 1	N. 2			N. 1	N. 2
Y02	6	15	Base	169.840	84.920	170	85	2500	2125.0	312.530	163.050
			Topo	109.840	24.920	110	25			208.320	49.260

Parede	M <sub>Sd</sub> (kN.m)			V <sub>Sd</sub> (kN)			H <sub>o</sub> (m)		V <sub>Rd</sub> (kN)		FS
	Nível 1	Nível 2	Nível 1	Nível 2	Nível 1	Nível 2	Nível 1	Nível 2	Nível 1	Nível 2	Nível 2
Y02	47.830	28.400	31.880	18.920	1.500	1.500	208.310	108.630	6.534	5.741	
	47.830	28.400	31.880	18.920	1.500	1.500	138.850	32.810	4.356	1.734	

Os esforços normais nas barras devem-se ao peso próprio da alvenaria e da acção proveniente da carga permanente da laje (Tabela 57, secção 6.2.1). Para a parede X01:

$$\begin{aligned} \text{Nível 1} & \begin{cases} N_{Sd,base} = 25.32 \times 2 + \frac{13.50}{2} \times 2 + 30.00 \times 2 + 2.50 \times 2 = 129.14 kN \\ N_{Sd,topo} = 129.14 - 25.00 = 104.14 kN \end{cases} ; \\ \text{Nível 2} & \begin{cases} N_{Sd,base} = 25.320 + \frac{13.500}{2} + 30.000 + 2.500 = 64.57 kN \\ N_{Sd,topo} = 64.57 - 25.00 = 39.57 kN \end{cases} . \end{aligned}$$

Para a parede Y02:

$$\begin{aligned} \text{Nível 1} & \begin{cases} N_{Sd,base} = 24.92 \times 2 + 60.00 \times 2 = 169.84 kN \\ N_{Sd,topo} = 169.84 - 60.00 = 109.84 kN \end{cases} ; \\ \text{Nível 2} & \begin{cases} N_{Sd,base} = 109.84 - 24.92 = 84.92 kN \\ N_{Sd,topo} = 84.92 - 24.92 = 59.92 kN \end{cases} . \end{aligned}$$

A tensão normal é obtida pela razão entre o valor do esforço normal pela área de secção da barra (parede X01 –  $\sigma_{Sd} = 129.14 / (0.25 \times 2.00) = 258.28 \text{ kPa} = 0.258 \text{ MPa}$ ). O valor de  $f_d$  representa a tensão resistente de cálculo para a verificação aos estados limites de dano ( $\gamma_M = 2.0$ ). O valor de cálculo do esforço normal resistente é obtido pela aplicação do coeficiente 0.85 à tensão resistente de cálculo multiplicada pela área da secção transversal da barra ( $0.85 \times f_d \times A \rightarrow$  Parede X01,  $N_{Rd} = 0.85 \times 2500.00 \times (0.25 \times 2.00) = 1062.50 \text{ kN}$ ). O valor do momento resistente de cálculo é obtido pela Equação (19) (secção 4.4.1), que para o caso da parede X01, no nível 1 e secção de base vale:

$$M_{Rd} = \frac{2.00^2 \times 0.25 \times 0.258}{2} \times \left( 1 - \frac{0.258}{0.85 \times 2.50} \right) = 0.113 \text{ MN.m} = 113.34 \text{ kN.m} \cong 113.44 \text{ kN.m}$$

Os momentos actuantes e os valores de esforço de corte são resultados da análise sísmica estática linear, na Tabela 85 apresenta-se o valor para a secção de base da parede X01 do nível 1.

Os valores de  $H_o$  são obtidos pela relação entre o momento flector e o esforço transversal, que representa a distância entre a secção a verificar e a secção com momento flector nulo. Assim, para a parede X01, secção base e nível 1:

$$H_o = \frac{M_{Sd}}{V_{Sd}} = \frac{12.87}{12.87} = 1.00$$

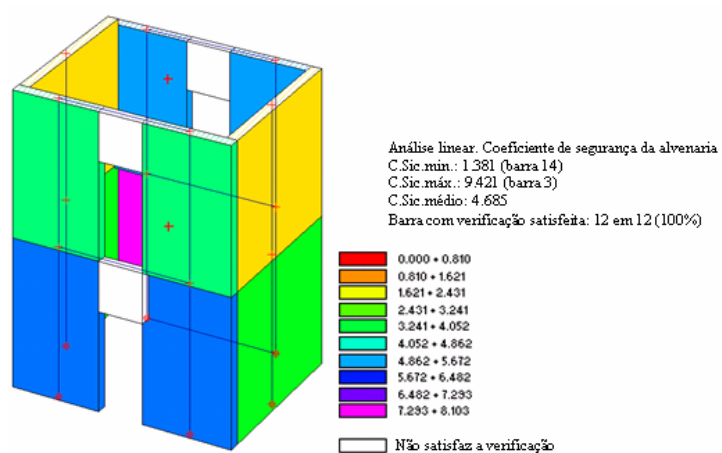
O esforço transversal resistente de cálculo é obtido pela relação entre o momento flector resistente de cálculo e a distância  $H_o$ :

$$V_{Rd} = \frac{M_{Rd}}{H_o} = \frac{113.44}{1.00} = 113.44 kN$$

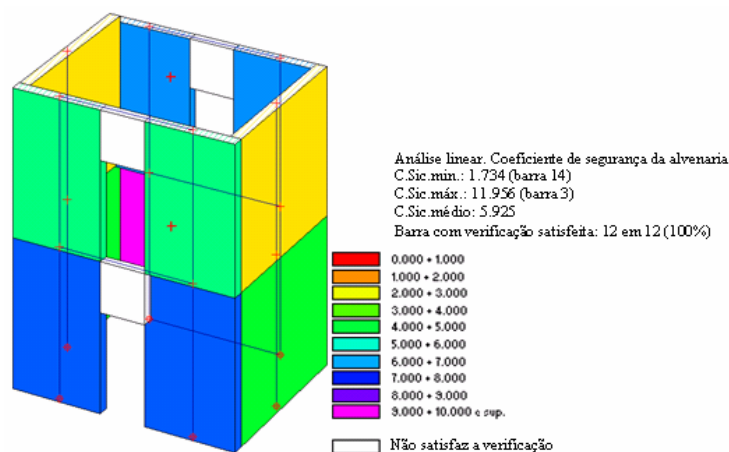
O factor de segurança obtém-se pela relação entre o esforço transversal resistente e o esforço transversal actuante:

$$FS = \frac{V_{Rd}}{V_{Sd}} = \frac{113.44}{12.87} = 8.814 \cong 8.815$$

Os resultados da verificação à flexão composta para acções no plano da análise sísmica estática linear são ilustrados na Figura 69, para cada um dos estados limites (E.L.U. e E.L.D.) e em termos de factores de segurança.



(a)



(b)

Figura 69 – “Edifício A”, Coeficientes de segurança à verificação à flexão composta para acções no plano da análise sísmica estática linear: (a) E.L.U. e (b) E.L.D.



## 7.2.1.2 Verificação ao corte por deslizamento

A verificação ao corte por deslizamento é efectuada segundo a “Ordinanza 3274” [24], na qual o esforço transversal de cálculo deverá ser igual ou inferior ao esforço transversal resistente de cálculo, ver Equação (29) na secção 4.4.4.

Na Tabela 88 apresentam-se os resultados desta verificação, para o E.L.U., apenas para as barras 1 e 10 que representam a parede X01, e barras 6 e 15 que representam a parede Y02.

Tabela 88 – “Edifício A”: Resultados da verificação ao corte por deslizamento da análise sísmica estática linear obtidos no “AEDES-PC.E” para as paredes X01 e Y02

Parede	n° Barra		Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)		σ <sub>Sd</sub> (kPa)		M <sub>Sd</sub> (kN.m)		e (m)		β	
	N. 1	N. 2		N.1	N. 2	N. 1	N. 2	N. 1	N. 2	N. 1	N. 2	N. 1	N. 2
X01	1	10	Base	129.140	64.570	258	129	16.34	9.62	0.13	0.15	1.00	1.00
			Topo	104.140	39.570	208	79	16.34	9.62	0.16	0.24	1.00	1.00

Parede	f <sub>vk0</sub> (kPa)	f <sub>vk</sub> (kPa)		f <sub>vd</sub> (kPa)		V <sub>Rd</sub> (kN)		V <sub>Sd</sub> (kN)		FS	
		N. 1	N. 1	N. 2	N. 1	N. 2	N. 2	N. 1	N. 2	N. 1	N. 2
X01	200	303	252	152	126	75.830	62.910	16.340	9.620	4.641	6.540
		283	232	142	116	70.830	57.910			4.335	6.020

Parede	n° Barra		Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)		σ <sub>Sd</sub> (kPa)		M <sub>Sd</sub> (kN.m)		e (m)		β	
	N. 1	N. 2		N.1	N. 2	N. 1	N. 2	N. 1	N. 2	N. 1	N. 2	N. 1	N. 2
Y02	6	15	Base	169.840	84.920	170	85	60.78	35.66	0.36	0.42	1.00	1.00
			Topo	109.840	24.920	110	25	60.78	35.66	0.55	1.43	1.00	1.00

Parede	f <sub>vk0</sub> (kPa)	f <sub>vk</sub> (kPa)		f <sub>vd</sub> (kPa)		V <sub>Rd</sub> (kN)		V <sub>Sd</sub> (kN)		FS	
		N. 1	N. 2	N. 1	N. 2	N.1	N. 2	N. 1	N. 2	N. 1	N. 2
Y02	200	268	234	134	117	133.97	116.98	40.51	23.77	3.307	4.921
		244	210	122	105	121.97	104.98	40.51	23.77	3.011	4.417

O valor de momento flector para a secção de base da parede X01, do nível 1, é apresentado na Tabela 85. Portanto os restantes valores resultam do momento provocado pelas forças sísmicas estáticas equivalentes segundo o eixo Y.

A excentricidade obtém-se pela relação entre o momento flector e o esforço axial (parede X01, secção base, nível 1:  $16.34 / 129.14 = 0.126 \text{ m} \approx 0.13 \text{ m}$ ).

Os valores do coeficiente  $\beta$  são determinados pela Equação (31) (secção 4.4.4.) e a tensão característica de corte pela Equação (2) (secção 2.3.1):

$$\frac{6e}{l} = \frac{6 \times 0.13}{2.00} = 0.39 \leq 1.00 \rightarrow \beta = 1.00 .$$

portanto a secção transversal da barra está submetida apenas a tensões de compressão. Deste modo a área da secção transversal vai ser considerada na sua globalidade no cálculo da tensão resistente ao corte:

$$f_{vk} = 200.00 + 0.40 \times 258.00 = 303.2kPa .$$

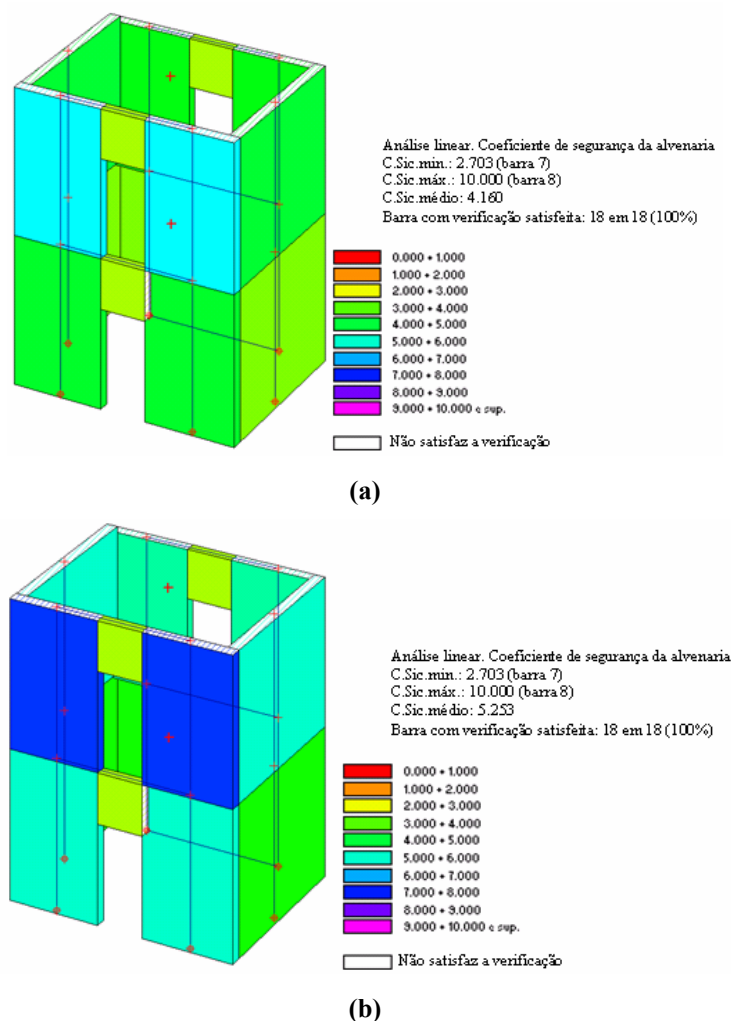
Aplicando o coeficiente parcial de segurança da alvenaria obtém-se a tensão resistente de cálculo:

$$f_{vd} = \frac{303.2}{2.0} = 151.6kPa \cong 152kPa .$$

O factor de segurança obtém-se pela relação entre o esforço transversal resistente de cálculo da secção e o esforço de corte actuante devido às acções sísmicas estáticas equivalentes:

$$FS = \frac{V_{Rd}}{V_{Sd}} = \frac{151.6 \times 0.25 \times 2.00}{16.34} = 4.638 \cong 4.641 .$$

Na Figura 70 ilustram-se em termos de colorações os factores de segurança da verificação de segurança ao corte por deslizamento para cada uma das paredes resistentes, para os estados limites considerados.



**Figura 70 – “Edifício A”, Coeficientes de segurança à verificação ao corte por deslizamento da análise sísmica estática linear: (a) E.L.U. e (b) E.L.D.**

### 7.2.1.3 Verificação ao corte diagonal

A verificação ao corte diagonal só é efectuada para edifícios existentes, para edifícios novos os mecanismo de rotura são a flexão composta e corte por deslizamento. Embora o presente trabalho se destine ao dimensionamento de edifícios novos será abordada de seguida a referida verificação.

Segundo o Prof. G. Maneges, é necessário distinguir a rotura por corte diagonal da rotura ao corte por deslizamento. Settanta Turnsek e Cacovic consideraram que a rotura por corte com fendilhação diagonal ocorre quando o esforço principal de tracção atinge um valor limite  $f_{tu}$ , assumido como a resistência à tracção convencional da alvenaria. Admite-se que, relativamente ao estado limite de rotura por corte com

fendilhação diagonal, a anisotropia da alvenaria pode ser desprezada, com a vantagem de utilizar um único parâmetro de resistência ( $f_{tu}$ ). Supondo que a parede seja suficientemente esbelta para poder ser assimilada a um sólido de Saint Venant, o critério traduz-se na seguinte expressão de resistência ao corte (Equação (63)):

$$V_{Rd} = \frac{f_{tu} \times l \times t}{b} \times \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Sd}}{f_{tu}}} \quad (63)$$

em que:

$f_{tu}$  – Resistência à tracção da alvenaria;

$l$  – Comprimento da parede;

$t$  – Espessura da parede;

$\sigma_{Sd}$  – Tensão normal de cálculo;

$b$  – Coeficiente que depende da esbelteza. Como se seleccionou nos parâmetros de cálculo, na fase de introdução dos dados, que seria independente da esbelteza da parede, o coeficiente vale 1.50.

Como:

$$\frac{f_{tu}}{b} = f_{vk0} \quad (64)$$

então:

$$V_{Rd} = f_{vk0} \times l \times t \times \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Sd}}{b \times f_{vk0}}} \quad (65)$$

Os resultados das verificações de segurança, com todos os valores envolvidos, continuam a ser apresentados apenas para a parede X01 e Y02. Assim na Tabela 89 encontram-se os resultados da verificação ao corte por fendilhação diagonal. Na Figura 71 ilustram-se para todas as paredes do edifício em estudo os respectivos coeficientes de segurança obtidos nesta verificação.

Tabela 89 – “Edifício A”: Resultados da verificação ao corte diagonal para as paredes X01 e Y02 da análise sísmica estática linear obtidos no “AEDES-PC.E”

Parede	n° Barra		Secção	b	N <sub>Sd</sub> (kN)		σ <sub>Sd</sub> (kPa)		f <sub>vk0</sub> (kPa)	f <sub>vk</sub> (kPa)	
	N. 1	N. 2			N. 1	N. 2	N. 1	N. 2		N. 1	N. 2
X01	1	10	Base	1.50	129.140	64.570	258	129	200	273	239
			Topo		104.140	39.570	208	79		260	225

Parede	n° Barra		f <sub>vd</sub> (kPa)		V <sub>Rd</sub> (kN)		V <sub>Sd</sub> (kN)		FS	
	N. 1	N. 2	Nível 1	Nível 2	Nível 1	Nível 2	Nível 1	Nível 2	Nível 1	Nível 2
X01	1	10	136	120	68.21	59.80	16.34	9.62	4.174	6.621
			130	112	65.08	56.21	16.34	9.62	3.983	5.843

Parede	n° Barra		Secção	b	N <sub>Sd</sub> (kN)		σ <sub>Sd</sub> (kPa)		f <sub>vk0</sub> (kPa)	f <sub>vk</sub> (kPa)	
	N. 1	N. 2			N. 1	N. 2	N. 1	N. 2		N. 1	N. 2
Y02	6	15	Base	1.50	169.840	84.920	170	85	200	250	227
			Topo		109.840	24.920	110	25		234	208

Parede	n° Barra		f <sub>vd</sub> (kPa)		V <sub>Rd</sub> (kN)		V <sub>Sd</sub> (kN)		FS	
	N. 1	N. 2	Nível 1	Nível 2	Nível 1	Nível 2	Nível 1	Nível 2	Nível 1	Nível 2
Y02	6	15	125	113	125.15	113.27	40.51	23.77	3.089	4.765
			117	104	116.88	104.07	40.51	23.77	2.885	4.378

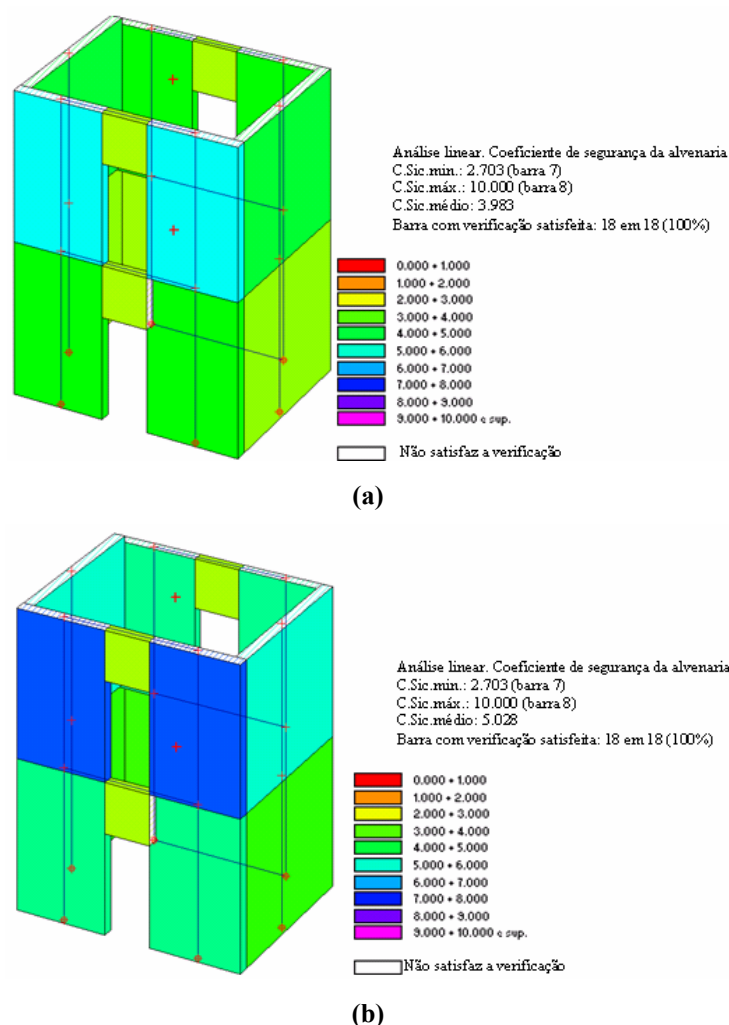
Para explicar a forma de cálculo dos resultados apresentados na tabela anterior, exemplifica-se para a parede X01, nível 1 e secção de base:

$$f_{vk} = 200.0 \times \sqrt{1 + \frac{258.0}{1.5 \times 200.0}} = 272.76 \cong 273 \text{ kPa}$$

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{272.8}{2.0} = 136.4 \text{ kPa} \cong 136 \text{ kPa}$$

$$V_{Rd} = 136.38 \times 0.25 \times 2.00 = 68.19 \text{ kN} \cong 68.21 \text{ kN}$$

$$FS = \frac{68.21}{16.34} = 4.174$$



**Figura 71 – “Edifício A”, Coeficientes de segurança ao corte diagonal da análise sísmica estática linear: (a) E.L.U. e (b) E.L.D.**

#### 7.2.1.4 Verificação à flexão composta para acções fora do plano

Segundo o ponto 8.1.5.2 da “Ordinanza 3274” [24], para a verificação à flexão composta para acções fora do plano pode ser adoptada a força equivalente indicada no ponto 4.9 da referida norma e assumindo o coeficiente de comportamento estrutural  $q_a = 3.0$ , ver Equação (13) na secção 4.4.1. Assim na Tabela 90 apresentam-se os resultados obtidos da verificação à flexão composta para acções perpendiculares ao plano da parede. Na Figura 72 ilustram-se em termos de coloração os coeficientes de segurança obtidos para todas as paredes.

Tabela 90 – “Edifício A”: Resultados da verificação à flexão composta para acções fora do plano da análise sísmica estática linear obtidos no “AEDES-PC.E”

Parede	Nível	nº Barra	f <sub>d</sub> (kPa)	N <sub>Rd</sub> (kN)	M <sub>Rd</sub> (kN.m)	N <sub>Sd</sub> (kN)	M <sub>Sd</sub> (kN.m)	z (m)	H (m)	T <sub>0</sub> (s)	T <sub>1</sub> (s)
X01	1	1	2500	1062.50	12.72	114.00	0.26	1.50	3.00	0.00	0.196
X02	1	2		1062.50	12.72	114.00	0.26	1.50	3.00	0.00	
X03	1	3		1062.50	13.01	117.00	0.26	1.50	3.00	0.00	
X04	1	4		1062.50	13.01	117.00	0.26	1.50	3.00	0.00	
Y01	1	5		2125.00	16.35	140.00	0.52	1.50	3.00	0.00	
Y02	1	6		2125.00	16.35	140.00	0.52	1.50	3.00	0.00	
X01	2	10		1062.50	5.96	50.00	0.64	4.50	3.00	0.00	
X02	2	11		1062.50	5.96	50.00	0.64	4.50	3.00	0.00	
X03	2	12		1062.50	5.96	50.00	0.64	4.50	3.00	0.00	
X04	2	13		1062.50	5.96	50.00	0.64	4.50	3.00	0.00	
Y01	2	14		2125.00	6.70	55.00	1.27	4.50	3.00	0.00	
Y02	2	15		2125.00	6.70	55.00	1.27	4.50	3.00	0.00	

Parede	Nível	nº Barra	S <sub>a</sub>	W (kN)	F <sub>a</sub> /H (kN/m)	FS
X01	1	1	0.14	30.00	0.47	>> 1
X02	1	2		30.00	0.47	>> 1
X03	1	3		30.00	0.47	>> 1
X04	1	4		30.00	0.47	>> 1
Y01	1	5		60.00	0.93	>> 1
Y02	1	6		60.00	0.93	>> 1
X01	2	10	0.17	30.00	0.57	9.343
X02	2	11		30.00	0.57	9.343
X03	2	12		30.00	0.57	9.343
X04	2	13		30.00	0.57	9.343
Y01	2	14		60.00	1.13	5.253
Y02	2	15		60.00	1.13	5.253

O esforço normal resistente de cálculo obteve-se pela seguinte forma:

$$N_{Rd} = 0.85 \frac{f_k}{\gamma_M} \times A;$$

$$\text{Parede X01} \rightarrow N_{Rd} = 0.85 \times \frac{5000.00}{2.00} \times (0.25 \times 2.00) = 1062.50 \text{ kN}.$$

O momento resistente de cálculo determina-se segundo a Equação (19) (secção 4.4.1), para a parede X01:

$$M_{Rd} = \frac{114.00 \times 0.25}{2} \times \left( 1 - \frac{114.00}{1062.50} \right) = 12.72 \text{ kN.m}$$

onde o valor do esforço normal de cálculo corresponde ao esforço exercido na secção intermédia da parede ( $H/2$ ):  $129.14 - (20.00 \times 3.00 \times 2.00 \times 0.25) / 2.00 = 114.14 \text{ kN}$ .

O período fundamental de cada parede é assumido igual a zero, segundo a norma sísmica italiana [24], uma vez que as paredes cumprem os requisitos geométricos apresentados na Tabela 91, transcrita da referida norma: alvenaria normal, realizada com elementos artificiais;  $t = 250 \text{ mm}$ ;  $(h_0/t) = 3.00 / 0.25 = 12$  e  $(l/h)_{\min.} = 2.00 / 3.00 = 0.67$ .

O período fundamental do edifício é determinado pela Equação (16) (secção 4.4.1):

$$T_1 = 0.05 \times (6.20)^{3/4} = 0.196 \text{ s}.$$

*Nota:* tendo-se considerando 0.20 m para altura da fundação.

A aceleração do solo adoptada neste estudo foi de 0.08g ( $S_{ag}$ ), portanto a aceleração de projecto vale:

$$\begin{aligned} \text{Nível 1} \left\{ S_a = \frac{3 \times 0.08 \times 9.81 \times \left( 1 + \frac{1.50}{6.00} \right)}{9.81 \times \left( 1 + \left( 1 - \frac{0}{0.196} \right)^2 \right)} = 0.15 \right. \\ \text{Nível 2} \left\{ S_a = \frac{3 \times 0.08 \times 9.81 \times \left( 1 + \frac{4.50}{6.00} \right)}{9.81 \times \left( 1 + \left( 1 - \frac{0}{0.196} \right)^2 \right)} = 0.21 \right. \end{aligned}$$

**Tabela 91 – Requisitos geométricos das paredes resistentes ao sismo**

	$t_{\min.}$	$(h_0/t)_{\max.}$	$(l/h)_{\min.}$
Alvenaria simples, realizada com elementos em pedra aparelhada	300 mm	10	0.50
Alvenaria simples, realizada com elementos artificiais	240 mm	12	0.40
Alvenaria armada, realizada com elementos artificiais	240 mm	15	Qualquer
Alvenaria simples, realizada com elementos de pedra aparelhada, na zona 3 e 4	240 mm	12	0.30
Alvenaria realizada com elementos artificiais semi-furados, na zona 4	200 mm	20	0.30
Alvenaria realizada com elementos artificiais maciços, na zona 4	150 mm	20	0.30



A força equivalente ao sismo actuante perpendicularmente ao plano da parede é determinada pela Equação (13) (secção 4.4.1):

$$\text{Nível 1} \left\{ \begin{array}{l} \text{Paredes segundo X} \rightarrow F_a = \frac{30.00 \times 0.14 \times 1.00}{3.00} = 1.40 kN \\ \text{Paredes segundo Y} \rightarrow F_a = \frac{60.00 \times 0.14 \times 1.00}{3.00} = 2.80 kN \end{array} \right. ;$$

transformando a força por metro linear de altura de parede:

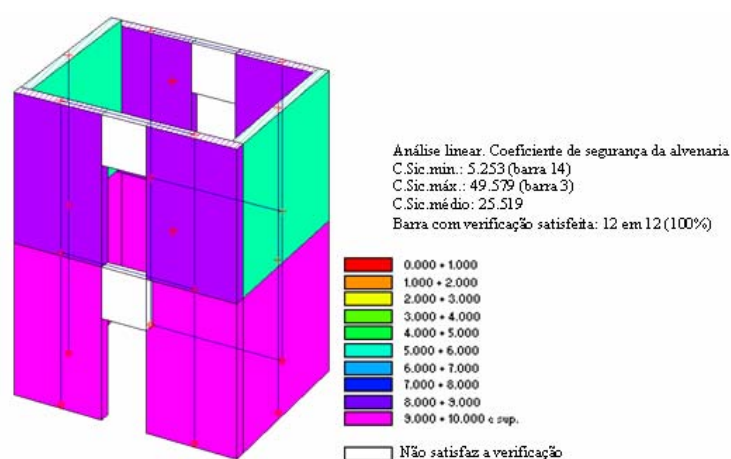
$$F_a / H = \frac{1.40}{3.00} = 0.467 kN / m;$$

$$F_a / H = \frac{2.80}{3.00} = 0.933 kN / m.$$

O momento flector máximo provocado por uma força uniformemente distribuída de uma viga simplesmente apoiada é dado por  $M_{Sd} = F_a H^2 / 8$ , considerando as paredes simplesmente apoiadas no topo e base, para as paredes na direcção X, nível 1:

$$M_{Sd} = \left( \frac{0.467 \times 3.00^2}{8} \right) / 2 = 0.263 kN.m.$$

Na Figura 72 ilustram-se, em termos de colorações, os factores de segurança para cada parede na verificação da segurança à flexão composta para acções fora do plano, para ambos os estados limites.



**Figura 72 – “Edifício A”, Coeficientes de segurança à flexão composta para acções fora do plano da análise sísmica estática linear E.L.U. e E.L.D.**

### 7.2.2 *Análise sísmica dinâmica modal*

A não linearidade intrínseca ao material de alvenaria, cuja principal característica é a fraca resistência à tracção, faz que a análise modal não seja habitualmente adequada.

A análise modal efectua o estudo dinâmico da estrutura elástica através dos seus principais modos de vibração. Consiste em reduzir a estrutura a um sistema de  $n$  sistemas de 1 grau de liberdade independentes. A oscilação livre de um sistema elástico linear pode ser obtido pela sobreposição da oscilação dos sistemas elementares, que corresponde a cada um deles um determinado modo de vibração.

Os modos de vibração dependem das características de rigidez e de inércia (massa) do sistema e as combinações lineares definem a posição do sistema em todos os instantes.

Este tipo de análise tem em conta, ao contrário da análise estática linear e não linear, também os modos de vibração superiores e portanto a norma indica esta análise para estruturas irregulares em planta e/ou em altura.

No modelo tridimensional, se os diafragmas horizontais são suficientemente rígidos, os graus de liberdade podem ser reduzidos a três graus de liberdade por piso, concentrando a massa e a inércia rotacional no centro de gravidade do piso.

Uma estrutura com  $n$  graus de liberdade terá  $n$  modos de vibração e para cada modo de vibração corresponderá uma frequência de vibração. A determinação das frequências e modos de vibração de uma estrutura obedece à imposição da Equação (66), que tem como solução  $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n$  que são as frequências dos  $n$  modos de vibração. Para resolver a referida equação existem vários métodos numéricos que podem ser adoptados para a determinação de valores e vectores próprios.

$$\det(\underline{K} - \omega_n^2 \underline{M}) = 0 \quad (66)$$

em que:

$\underline{K}$  – matriz de rigidez da estrutura;

$\underline{M}$  – matriz de massa da estrutura.

O método de análise seleccionado para a determinação das frequências de vibração foi o da interacção no subespaço.

### 7.2.2.1 Modos de vibração

Os modos de integração calculados foram seis de acordo com o número de graus de liberdade da estrutura. Contudo o número de modos de vibração considerados significantes para o comportamento da estrutura foram apenas os primeiros três modos. As deformadas modais são representadas na Figura 73, o primeiro modo é de translação ( $T_1 = 0.062\text{ s}$ ) e os restantes acompanhados de rotações em torno do eixo Z ( $T_2 = 0.048\text{ s}$  e  $T_3 = 0.035\text{ s}$ ).

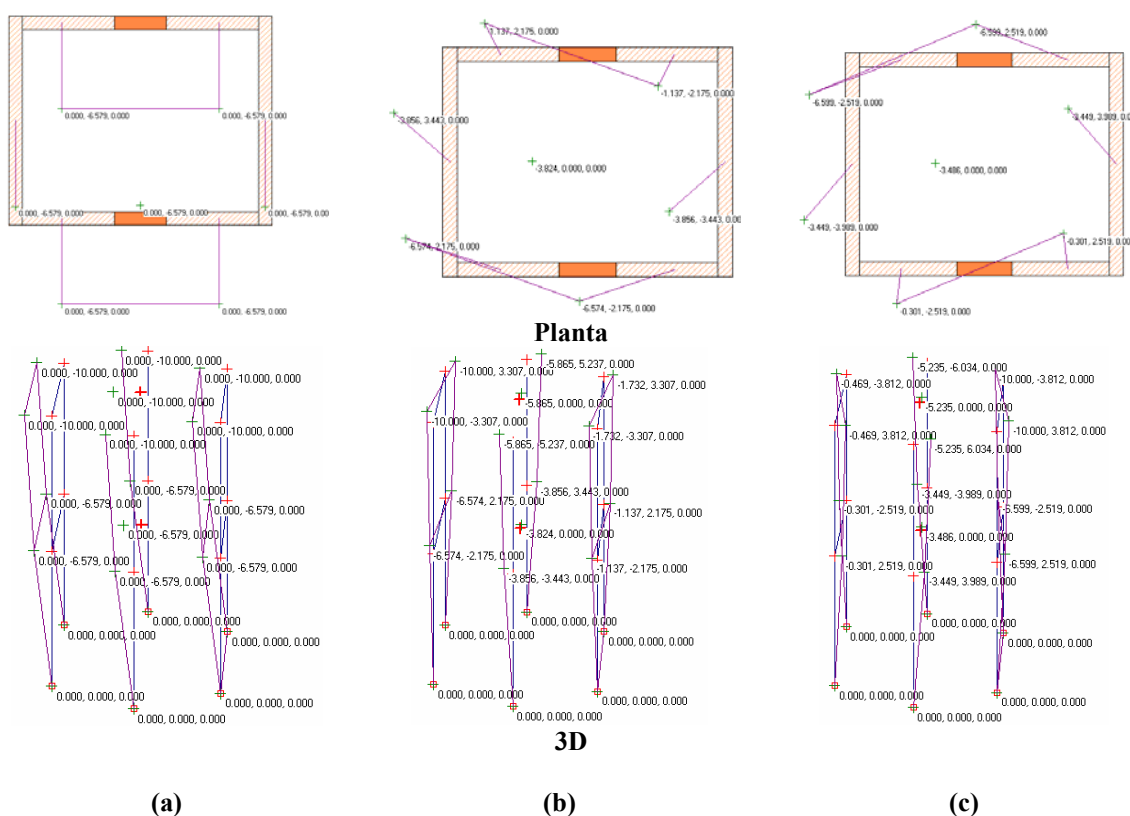


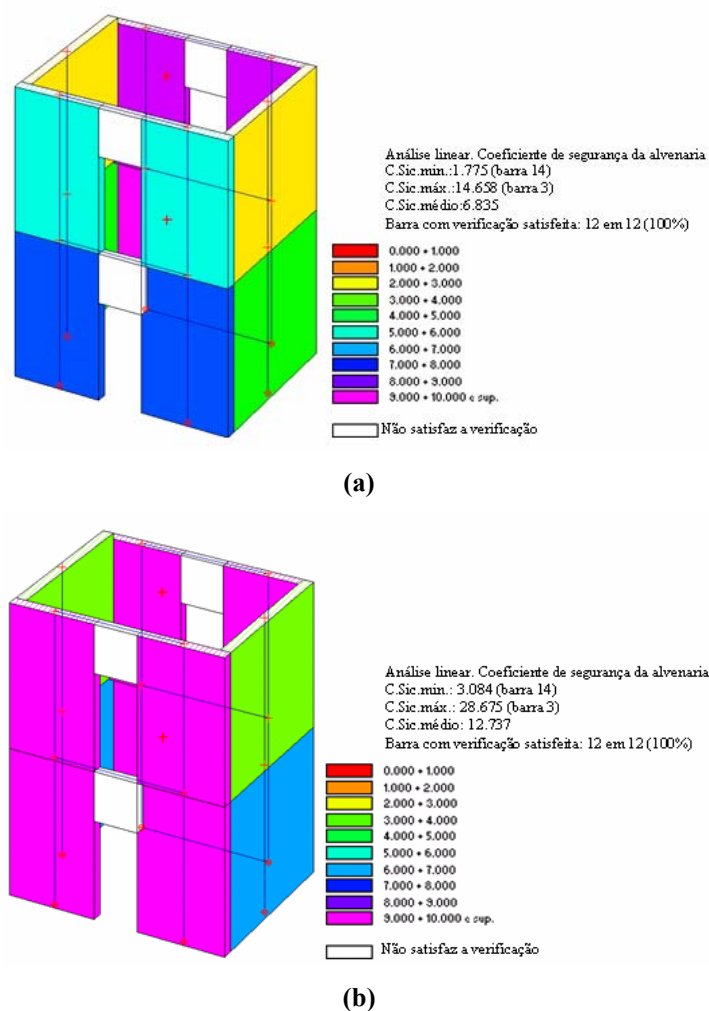
Figura 73 – “Edifício A”, Modos de vibração resultantes da análise sísmica dinâmica modal:

(a)  $T_1 = 0.062\text{ s}$ ; (b)  $T_2 = 0.048\text{ s}$  e (c)  $T_3 = 0.035\text{ s}$

### 7.2.2.2 Verificação à flexão composta para acções no plano

Na Figura 74 ilustram-se os factores de segurança, da verificação à flexão composta para acções no plano para o estado limite último (Figura 74(a)) e estado limite de dano (Figura 74(b)) em termos de colorações para cada uma das paredes. O modo de

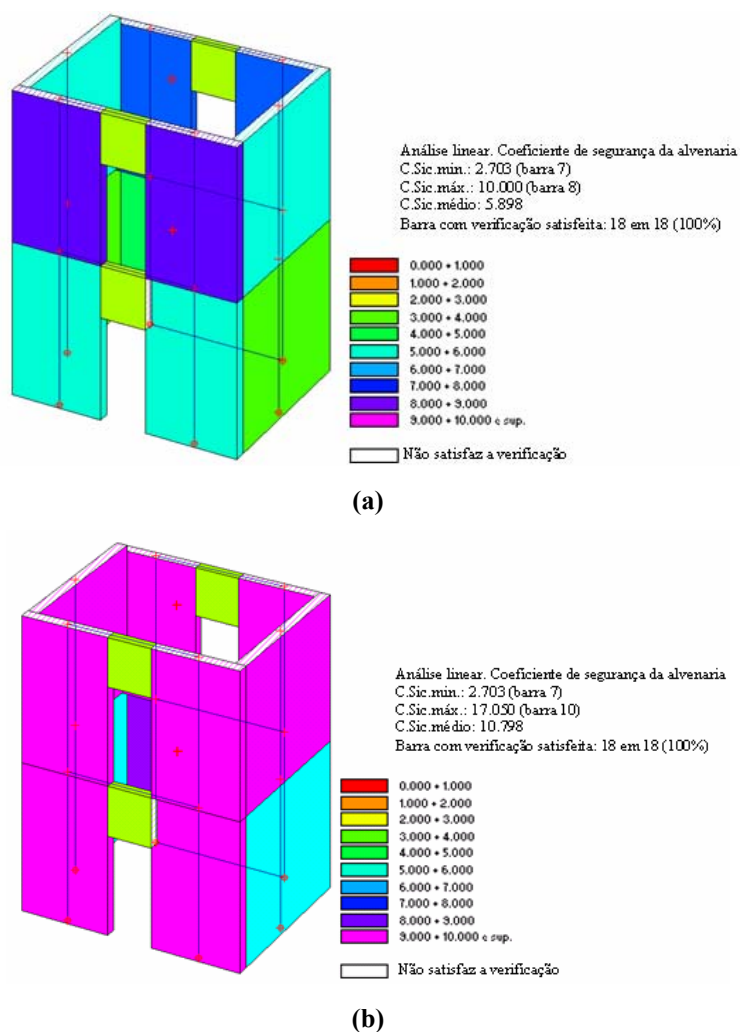
obtenção destes factores de segurança não é exemplificado uma vez que o procedimento é igual ao apresentado na secção 7.2.1.1.



**Figura 74 – “Edifício A”, Coeficientes de segurança à flexão composta para acções no plano da análise sísmica dinâmica modal: (a) E.L.U. e (b) E.L.D.**

### 7.2.2.3 Verificação ao corte por deslizamento

Na Figura 75 ilustram-se, em termos de colorações, os factores de segurança da verificação ao corte por deslizamento, na Figura 75(a) para o E.L.U. e Figura 75(b) para o E.L.D.. O modo de determinação destes factores de segurança é igual ao apresentado na secção 7.2.1.2.



**Figura 75 – “Edifício A”, Coeficientes de segurança ao corte por deslizamento da análise sísmica dinâmica modal: (a) E.L.U. e (b) E.L.D.**

#### 7.2.2.4 Verificação ao corte por fendilhação diagonal

Na Figura 76 apresentam-se os factores de segurança da verificação ao corte por fendilhação diagonal, quer para o E.L.U. (Figura 76(a)) quer para o E.L.D. na (Figura 76(b)). O modo de determinação destes factores de segurança para cada uma das paredes é apresentado na secção 7.2.1.3.

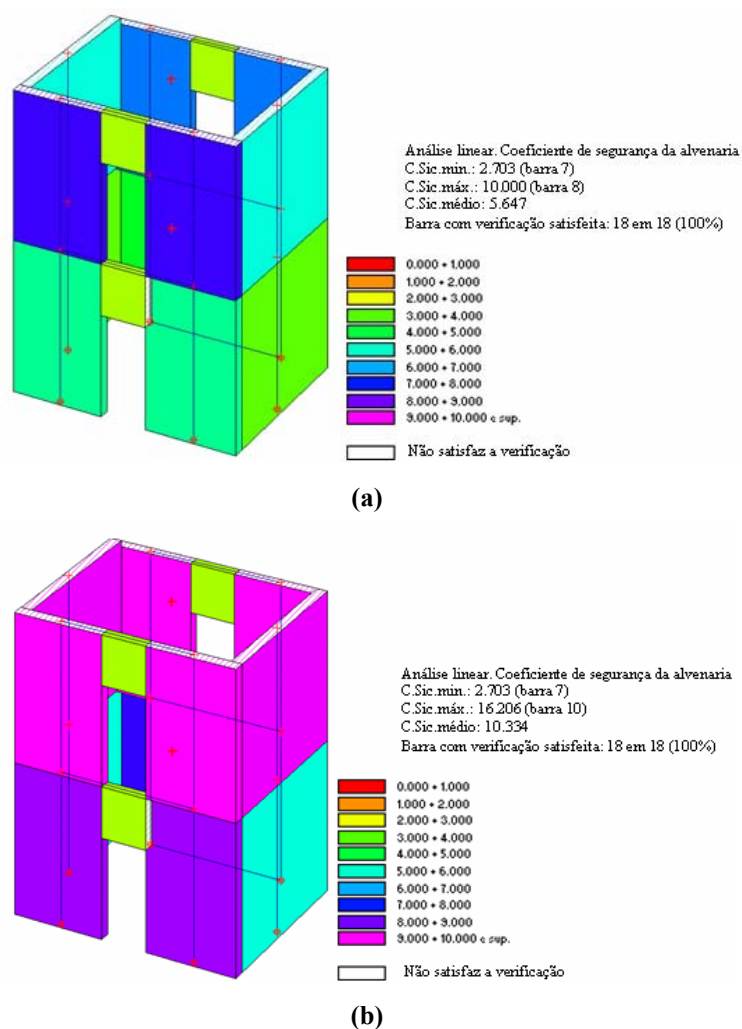


Figura 76 – “Edifício A”, Coeficientes de segurança ao corte diagonal da análise sísmica dinâmica modal: (a) E.L.U. e (b) E.L.D.

#### 7.2.2.5 Verificação à flexão composta para acções fora do plano

Os factores de segurança da verificação à flexão composta para acções fora do plano são ilustrados na Figura 77 que são iguais para ambos os estados limites. A exemplificação do modo de determinação destes valores é apresentada na secção 7.2.1.4.

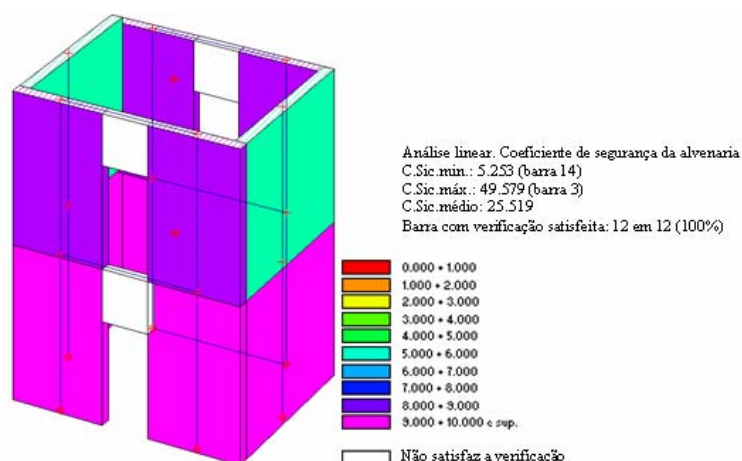


Figura 77 – “Edifício A”, Coeficientes de segurança à flexão composta por acções ortogonais da análise sísmica dinâmica modal E.L.U. e E.L.D.

### 7.2.3 Análise sísmica estática não linear (“Pushover”)

O método implementado no “PC.E” é um algoritmo de cálculo definido no documento *ATC-40* designado por método do espectro de capacidade (ver [35]).

A análise estática não linear é a única metodologia que pode ter em conta a evolução da estrutura resistente durante o sismo, conseguindo representar em detalhe o seu comportamento em todas as fases de solicitação e de deslocamento, até atingir o colapso.

Tal comportamento vem representado numa curva de capacidade, com evolução, associando o valor de corte na base (força horizontal representativa da acção sísmica) e o deslocamento de um ponto de controlo (ponto significativo da estrutura, normalmente corresponde ao centro de massa da cobertura). A curva terá sempre um comportamento inicial elástico, com a rigidez a diminuir progressivamente com o aumento da acção sísmica e dos deslocamentos, por consequência da perda do contributo de elementos resistentes mas sem que comprometa a estabilidade global da estrutura.

A curva obtida para um sistema de  $n$  graus de liberdade é transformada através de um coeficiente de participação  $\Gamma$  (Equação (12), secção 4.3.3), numa curva equivalente a um sistema de um grau de liberdade. A força elástica e o deslocamento elástico do sistema equivalente de um grau de liberdade são obtidos aplicando o

coeficiente de participação, ver Equações (67) e (68). O período do sistema equivalente de um grau de liberdade é determinado pela Equação (69), em que a massa equivalente é, por sua vez, determinada através da Equação (70).

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (67)$$

$$d^* = \frac{d}{\Gamma} \quad (68)$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (69)$$

$$m^* = \sum m_i \Phi_i \quad (70)$$

No Gráfico 9 ilustra-se a curva da análise “pushover” de verificação aos E.L.U. e E.L.D. para a direcção X e no Gráfico 10 para a direcção Y.

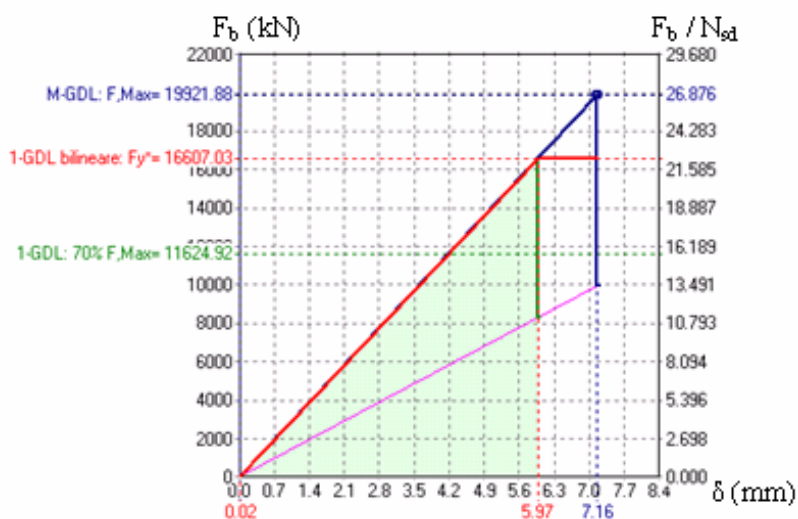


Gráfico 9 – Curva da análise “pushover” de verificação aos E.L.U. e E.L.D. (direcção 0°) para uma distribuição das forças estáticas equivalentes proporcional à massa obtida no “AEDES-PC.E”

A curva azul representa o comportamento da estrutura real, de dois graus de liberdade. A força máxima suportada pela estrutura é de 19921.88 kN (valor



excessivamente elevado), com uma rigidez inicial (elástica) de 2783941  $kN/m$  e com um deslocamento máximo de 7.16  $mm$ . Transformando a curva de 2 graus de liberdade numa curva de um sistema de apenas um grau de liberdade com comportamento bi-linear equivalente, a força elástica equivalente (Equação (67)) vale 16607.03  $kN$ . Esta força é obtida por intermédio do coeficiente de participação (Equação (12), secção 4.3.3), que vale 1.20:

primeiro modo de vibração,  $\Phi_1 = \begin{bmatrix} 1.0 \\ 0.6579 \end{bmatrix} \rightarrow$  proporcional à massa;

$$M = \begin{bmatrix} 30.8125 & 0 \\ 0 & 43.8125 \end{bmatrix} ton;$$

$$\Gamma = \frac{\sum \begin{bmatrix} 30.8125 & 0 \\ 0 & 43.8125 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 1.0 \\ 0.6579 \end{bmatrix}}{\sum \begin{bmatrix} 30.8125 & 0 \\ 0 & 43.8125 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 1.0^2 \\ 0.6579^2 \end{bmatrix}} = \frac{59.6367}{49.7760} = 1.1981 \cong 1.20.$$

As massas correspondentes a cada grau de liberdade (pisos) foram determinadas de acordo com o esquema de distribuição representado na Figura 47 na secção 4.3.3.

O deslocamento do sistema equivalente é obtido dividindo o deslocamento máximo do sistema real pelo coeficiente de participação:  $7.16 / 1.20 = 5.97$ , ver Equação (68).

A massa do sistema de 1 grau de liberdade, designada por massa equivalente, ver Equação (70), vale 60  $ton$ :

$$m^* = \sum \begin{bmatrix} 30.8125 & 0 \\ 0 & 43.8125 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 1.0 \\ 0.6579 \end{bmatrix} = 30.8125 + 0.6579 \times 443.8125 = 59.6367 ton \cong 60 ton$$

O período elástico do sistema bi-linear equivalente é obtido através da Equação (69). Onde a rigidez elástica do sistema de 1 grau de liberdade é 100% da rigidez elástica do sistema real ( $k^* = 2783941 \text{ } kN/m$ ), portanto o período vale 0.029s:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{60}{2783941}} = 0.029s.$$

A partir dos espectros de resposta presentes na norma sísmica italiana [24], determina-se a aceleração a que está submetido o sistema de um grau de liberdade (Equação (71)), de modo a determinar a resposta máxima em termos de deslocamento

do sistema equivalente. Pois o espectro de resposta elástico de aceleração pode ser transformado no espectro de resposta elástico de deslocamentos por intermédio da Equação (72).

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - 1 \right) \right] \quad (71)$$

$$S_{De}(T) = S_d \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (72)$$

Os parâmetros sísmicos adoptados foram:  $T_B = 0.16s$ ;  $T_C = 0.40s$  e  $T_D = 2.40s$ ; aceleração do solo de  $0.08g$ ; factor do solo  $S = 1.0$  e factor de importância  $\gamma = 1.0$ . Assim, a aceleração da massa do sistema de um grau de liberdade para  $T^* = 0.029s$  vale  $0.102g$ :

$$0 \leq T^* = 0.029 < 0.16 \quad S_d(T^*) = 0.08g \times 1.00 \times \left[ 1 + \frac{0.029}{0.160} \cdot \left( \frac{2.50}{1.00} - 1 \right) \right] = 0.102g$$

e o valor do deslocamento máximo elástico é de  $0.02 \text{ mm}$ :

$$S_{De}(T^*) = 0.102g \times \left( \frac{0.029}{2\pi} \right)^2 \times 1000 = 0.0216mm \cong 0.02mm$$

Como  $T^* < T_C$  a resposta de um sistema não elástico é maior que a resposta de um sistema elástico para o mesmo período, mediante a seguinte Equação (73):

$$d_{máx.} = \frac{S_{De}(T^*)}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \quad (73)$$

em que:

$q^*$  - Representa a relação entre a força de resposta elástica do sistema e a força de limite de elasticidade do sistema equivalente, Equação (74):

$$q^* = \frac{S_d(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (74)$$

$$q^* = \frac{0.103g \times 60.000}{16607.030} = 0.004 \leq 1.0 \therefore d_{\max}^* = S_{De}(T^*).$$

$$d_{\max} = S_{De}(T^*) = 0.02mm$$

o deslocamento efectivo de resposta do ponto de controlo do edifício é igual a  $\Gamma d_{\max}^*$ ,  $1.20 \times 0.023 = 0.03 mm$ . Portanto o coeficiente de segurança é obtido pela capacidade de deslocamento aos E.L.U. e o deslocamento obtido, quando submetido ao sismo de intensidade adoptada:

$$FS = \frac{7.16}{0.03} \cong 272.02.$$

O cálculo do factor de estrutura  $q$  é efectuado segundo “Ordinanza 3431/2005”, ponto 8.1.3. A força de corte basal em que se verifica a primeira plastificação, vale 19921.88 kN. Assim considerando  $\alpha_1 = 1.0$  a relação  $\alpha_1 / \alpha_u$  vale 0.90 uma vez que:

- $\alpha_1$  – é o coeficiente de multiplicação da força sísmica horizontal para o qual, mantendo constantes as outras acções, a primeira parede atinge a sua resistência última;
- $\alpha_u$  – é 90% do multiplicador da força sísmica horizontal para o qual, mantendo constantes as outras acções, o edifício atinge a força máxima resistente.

Para um edifício em alvenaria simples e de planta regular em altura o factor de estrutura vale  $q = 2.0 \alpha_u / \alpha_1 = 1.80$ .

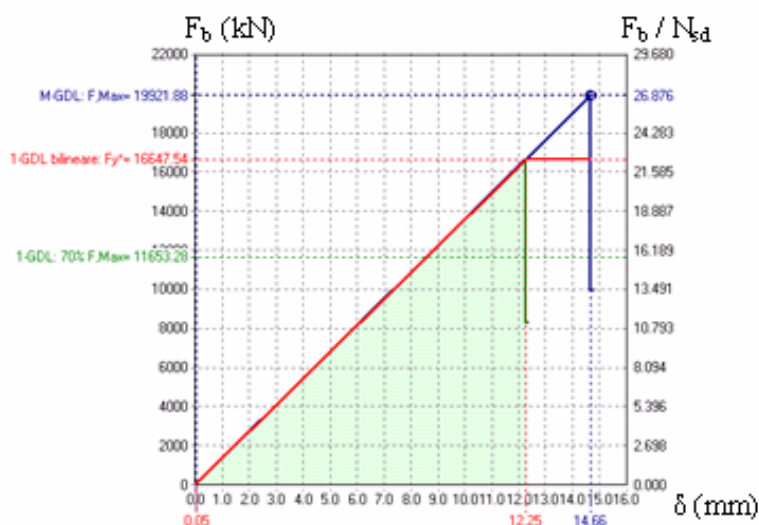


Gráfico 10 – Curva da análise “pushover” de verificação aos E.L.U. e E.L.D. ( direcção 90°) para uma distribuição das forças estáticas equivalentes proporcional à massa obtida no “AEDES-PC.E”

Comparando os resultados da análise “*pushover*” efectuado pelo “*AEDES-PC.E*” com a efectuada pelo programa “*Por 2000*”, por exemplo para uma distribuição proporcional à massa das forças equivalentes e para a direcção X, a diferença entre as forças elásticas do sistema bi-linear equivalente é enorme: “*Por 2000*” – 208 kN; “*AEDES-PC.E*” – 16648 kN. O valor excessivamente elevado da força de corte basal obtida no “*AEDES-PC.E*” pode dever-se a um erro de unidades contudo não foi possível esclarecer este ponto com o representante do programa.



***Capítulo 8 – COMPARAÇÃO DOS  
RESULTADOS***

## **8 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS**

Após a análise do modo de distribuição das várias acções a que uma estrutura poderá estar submetida – acções verticais e horizontais estáticas ou dinâmicas; e das verificações de segurança adoptadas pelos programas em estudo, importa estabelecer comparações entre os diferentes programas, em relação à modelação, cálculo e verificações. Esta comparação é baseada no dimensionamento do “*Edifício A*” realizado anteriormente por cada um dos programas, face à simplicidade do mesmo.

Da análise apresentada anteriormente pode-se constatar que os programas utilizam diferentes critérios na determinação das acções de dimensionamento da estrutura em alvenaria, assim como as verificações de segurança. Para avaliar a variabilidade de resultados que se podem obter na selecção de diferentes programas de dimensionamento de estruturas em alvenaria foi analisado o “*Edifício B*”, que é mais representativo de um caso real.

### ***8.1 Comparações dos programas***

Pela análise efectuada nos capítulos anteriores, referente ao dimensionamento do “*Edifício A*”, elaboraram-se tabelas que pretendem estabelecer comparações, entre os programas, relativamente aos principais aspectos de dimensionamento.

DISTRIBUIÇÃO DAS FORÇAS VERTICAIS			
<i>“Por 2000”</i>	<i>“FEDRA”</i>	<i>“AEDES-PC.M”</i>	<i>“AEDES-PC.E”</i>
Em função do valor relativo da área da parede resistente	Reacções obtidas pelo dimensionamento integrado das lajes pelo Método de Marcus	Distribuição em cada direcção definida nas características da laje	Proveniente do <i>“PC.M”</i> Permite a introdução de qualquer força nas barras
Permite a introdução de vários tipos de lajes	Apenas permite introdução de lajes em B.A.	Permite a introdução de vários tipo de lajes	Laje considerada como infinitamente rígida ou deformável
Permite definir a orientação da laje	Laje armada nas duas direcções (Método de Marcus)	Permite definir a orientação da laje	-----
Área das lajes definida pelo perímetro interior das paredes	Área das lajes definida em função dos vãos equivalentes (Método de Marcus)	Área das lajes definida pelo perímetro intermédio das paredes	-----

DISTRIBUIÇÃO DA ACÇÃO DO VENTO			
<i>“Por 2000”</i>	<i>“FEDRA”</i>	<i>“AEDES-PC.M”</i>	<i>“AEDES-PC.E”</i>
Forças concentradas ao nível de cada piso num ponto de aplicação qualquer	Não permite a introdução de forças estáticas nas paredes (apenas cobertura para o seu dimensionamento)	Força uniformemente distribuída por área, perpendicularmente à parede	Permite a introdução de qualquer força nas barras
Distribuição em função da rigidez das paredes	Distribuição em função da rigidez das paredes	Não efectua a distribuição pois considera o valor definido para a acção perpendicular ao plano da parede constante	-----



DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ DAS PAREDES			
<i>“Por 2000”</i>	<i>“FEDRA”</i>	<i>“AEDES-PC.M”</i>	<i>“AEDES-PC.E”</i>
Cálculo da rigidez de cada parede considerando o esquema estático de duplamente encastrada e rigidez ao corte e flexão	Rigidez das paredes determinada pelo método de elementos finitos (elementos planos) Rigidez ao corte e flexão	Cálculo da rigidez de cada parede considerando o esquema estático de duplamente encastrada e rigidez ao corte e flexão	Rigidez determinada pelo M.E.F. (barras) Rigidez axial, à flexão e corte das barras
Altura da parede a considerar no cálculo da sua rigidez depende do ângulo de difusão dos esforços na proximidade de aberturas	-----	Altura da parede a considerar no cálculo da sua rigidez igual ao pé-direito	Altura da barra a considerar no cálculo da sua rigidez é a altura deformável que corresponde à dimensão respectiva da abertura (altura ou largura)

ACÇÃO SÍSMICA			
<i>“Por 2000”</i>	<i>“FEDRA”</i>	<i>“AEDES-PC.M”</i>	<i>“AEDES-PC.E”</i>
Normas: <i>“Ordinanza 3274/2003”</i> ou <i>“Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996”</i>	Norma: Eurocódigo 8	Norma: <i>“Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996” e Circular nº 21745 de 30.7.1981</i>	Norma: <i>“Ordinanza 3274/2003”</i>
Análise sísmica estática linear	Análise sísmica estática linear com base em forças estáticas equivalentes	Análise sísmica estática linear com base em forças estáticas equivalentes	Análise sísmica estática linear
Análise sísmica estática não linear ( <i>“pushover”</i> )		Método <i>Por</i>	Análise dinâmica modal Análise sísmica estática não linear ( <i>“pushover”</i> )

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA ESTÁTICA À COMPRESSÃO VERTICAL		
“Por 2000”	“FEDRA”	“AEDES-PC.M”
Norma: “Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987”	Norma: Eurocódigo 6	Norma: “Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987”
Combinação de acções base sobrecarga (acção do vento não interfere nos cálculos)	Combinação de acções base sobrecarga (sem vento)	Combinação de acções base sobrecarga (com vento) Combinação base vento
$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{\Phi_t A} \leq \sigma_{Rd}$	$\sigma_{Rd} = \frac{\Phi_{i,m} f_k}{\gamma_M} \geq \sigma_{Sd}$	$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{\Phi_t A} \leq \sigma_{Rd}$
Para a secção de base e intermédia	Para a secção de topo, intermédia e de base	Para a secção intermédia pois é a que apresenta maior momento flector por acção do vento (maior excentricidade → maior coeficiente de redução)
Excentricidade devido às acções verticias ( $d_2$ ), para determinação da excentricidade estrutural, definido pelo utilizador.	Excentricidade estrutural determinada pelo programa	Excentricidade estrutural determinada pelo programa
$\Phi_t$ –em função da esbelteza e excentricidade	$\Phi_{i,m}$ –em função da esbelteza e excentricidade	$\Phi_t$ –em função da esbelteza e excentricidade
Tensões normais: $N_{Sd} / A$	Secção de base, o valor da tensão normal é determinada pelo M.E.F.	Tensões normais: $N_{Sd} / A$
Coeficientes para a combinação de acções definidos pelo utilizador, respeitando os limites definidos no D.M.’87 Efectua a verificação para a combinação mais desfavorável	Coeficientes de combinação de acções estabelecidos no EC6	Coeficientes para as combinações de acções definidos no D.M.’87

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA ESTÁTICA À COMPRESSÃO VERTICAL (cont.)		
“Por 2000”	“FEDRA”	“AEDES-PC.M”
Factor parcial de segurança da alvenaria $\gamma_M = 3.0$	Factor parcial de segurança da alvenaria $\gamma_M$ em função do grupo a que pertence as unidades de alvenaria	Factor parcial de segurança da alvenaria $\gamma_M = 3.0$
Altura efectiva em função do comprimento das paredes e condições de contorno	Altura efectiva: factor de redução $\rho_2$ e $\rho_3 = 1.0$ (situação mais desfavorável)	Altura efectiva: factor de redução $\rho = 1.0$ (situação mais desfavorável)
Excentricidade accidental: $h / 200$	Excentricidade accidental: $h_{ef} / 450$	Excentricidade accidental: $h / 200$
Esbelteza: $\lambda \leq 20$	Esbelteza: $\lambda \leq 27$	Esbelteza: $\lambda \leq 20$

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA ESTÁTICA À FLEXÃO COMPOSTA PARA ACÇÕES NO PLANO	
“Por 2000”	“AEDES-PC.M”
Norma: “Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987”	Norma: “Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987”
$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{\Phi_t \Phi_l A} \leq \sigma_{Rd}$	$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{\Phi_t \Phi_l A} \leq \sigma_{Rd}$
Para as combinações de estado limite com os coeficientes de majoração das acções a definir pelo utilizador	Para as combinações de acções definidas no D.M.’87: Base sobrecarga: $1.5 G + 1.5 (Q + 0.75 W)$ Base vento: $1.5 G + 1.5 (W + 0.60 Q)$ Outra: $G + 1.5 W$
Para a secção de base	Para a secção de base
Acção do vento definida como forças concentradas, a definir pelo utilizador, distribuída em função da rigidez da parede	Acção do vento como acção uniformemente distribuída por área da paredes, a definir pelo utilizador, valor correspondente ao valor máximo da variação do ângulo de actuação da carga
$e_l \leq 1/3 B$	$e_l \leq 1/3 B$

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA ESTATICA AO CORTE	
“Por 2000”	“AEDES-PC.M”
Norma: “Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987”	Norma: “Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987”
$V_{sd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \times A^*$	$V_{sd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \times A^*$
Para as combinações de estado limite com os coeficientes de majoração das acções a definir pelo utilizador	Para as combinações de acções definidas no D.M. '87: Base sobrecarga: $1.5 G + 1.5 (Q + 0.75 W)$ Base vento: $1.5 G + 1.5 (W + 0.60 Q)$ $G + 1.5 W$
Para a secção de base	Para a secção de topo
$f_{vk} = f_{vk0} + 0.40 \sigma_n$	$f_{vk} = f_{vk0} + 0.40 \sigma_n$
$A^* = \beta \times A$	$A^* = \beta \times A$
$\begin{cases} \frac{6e_l}{l} \leq 1 \rightarrow \beta = 1 \\ 1 < \frac{6e_l}{l} \leq 1.3 \rightarrow \beta = \frac{3}{2} - \frac{3e_l}{l} \end{cases}$	$\begin{cases} \frac{6e_l}{l} \leq 1 \rightarrow \beta = 1 \\ 1 < \frac{6e_l}{l} \leq 1.3 \rightarrow \beta = \frac{3}{2} - \frac{3e_l}{l} \end{cases}$

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA SÍSMICA À FLEXÃO COMPOSTA PARA ACÇÕES FORA DO PLANO			
“Por 2000”	“FEDRA”	“AEDES-PC.M”	“AEDES-PC.E”
Normas: “Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987” “Ordinanza 3274/2003”	Normas: Eurocódigo 8 Eurocódigo 6	Normas: “Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987” “Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996” Circular n° 21745 de 30.7.1981	Normas: “Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987” “Ordinanza 3274/2003”
$M_{sd} \leq M_{Rd}$	$\sigma_{Rd} = \frac{\Phi_{i,m} f_k}{\gamma_M} \geq \sigma_{Sd}$	$\sigma_{Rd} = \frac{f_k}{\gamma_M} \geq \frac{N_{sd}}{\Phi_t A}$	$M_{sd} \leq M_{Rd}$
Coefficientes de majoração das acções a definir pelo utilizador	Combinação de acções base sismo ( $\gamma_{Gk} = 1.0$ )	Combinações de acções definidas no D.M. '96	Combinação de acções base sismo ( $\gamma_{Gk} = 1.0$ )
Para a secção intermédia	Para a secção de topo, intermédia e de base	Para a secção intermédia	Para a secção intermédia
$M_{Rd} = \frac{N_{sd} \times t}{2} \times \left( 1 - \frac{N_{sd}}{N_{Rd}} \right)$	-----	-----	$M_{Rd} = \frac{N_{sd} \times t}{2} \times \left( 1 - \frac{N_{sd}}{N_{Rd}} \right)$
$N_{Rd} = 0.85 \frac{f_k}{\gamma_M} \times A$	$N_{Rd} = \frac{f_k}{\gamma_M}$	$N_{Rd} = \frac{f_k}{\gamma_M}$	$N_{Rd} = 0.85 \frac{f_k}{\gamma_M} \times A$
$F_s = \frac{N_{ps} S_a \gamma_I}{q_a}$	$F_b = S_d(T) \times W_t$	$F_s = \beta \times C_{rif.} \times \gamma \times$	$F_s = \frac{N_{ps} S_a \gamma_I}{q_a}$
$M_{sd} = \frac{F_s \times h^2}{8}$	-----	$M_{sd} = \frac{F_s \times h^2}{8}$	$M_{sd} = \frac{F_s \times h^2}{8}$
-----	Cálculo da excentricidade devido à acção sísmica pelo M.E.F.	$e_l = \frac{M_{sd}}{N_{sd}}$	-----

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA SÍSMICA AO CORTE		
Análise sísmica estática linear		
“FEDRA”	“AEDES-PC.M”	“AEDES-PC.E”
Norma: Eurocódigo 8 Eurocódigo 6	Norma: “Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996” “Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987”	Norma: “Ordinanza 3274/2003” “Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987”
Método das forças estáticas equivalentes		
$F_b = S_d(T) \times W_t$	$F_b = K \times W_t$	$F_b = S_d(T) \times W_t$
$S_d(T) \rightarrow$ a introduzir pelo utilizador	$K = C \times R \times \beta_1 \times \beta_2 \times \varepsilon \times I$	$S_d(T) \rightarrow$ determinado pelo programa para os E.L.U. e E.L.D.
Período fundamental da estrutura: $T = 0.09H \left( \frac{H}{H+L} \right)^{1/2} \times \left( \frac{1}{L} \right)^{1/2}$ independente para o cálculo da acção sísmica	-----	Período fundamental da estrutura: $T = C_t H^{3/4}$ necessário para o cálculo da acção sísmica
$F_i = \frac{z_i \times m_i}{\sum z_i \times m_i} \times F_b$	$F_i = \frac{z_i \times m_i}{\sum z_i \times m_i} \times F_b$	$F_i = \frac{z_i \times m_i}{\sum z_i \times m_i} \times F_b$
$F_{xi} = \frac{K_{xi}}{\sum K_{xi}} \times F_i +$ $+\frac{K_{xi}}{I_p} \times \left( y_i - \bar{y}_r \right) \times$ $\times \left( F_i \times (y_{cr} - y_{cg}) + \right.$ $\left. 0.30 F_i \times (x_{cr} - x_{cg}) \right)$	$T_{xi} = \frac{K_{xi}}{\sum K_{xi}} \times F_i$ Relação D/B para verificar se os momentos torsores podem ser desprezados	$F_{xi} = \frac{K_{xi}}{\sum K_{xi}} \times F_i +$ $+\frac{K_{xi}}{I_p} \times \left( y_i - \bar{y}_r \right) \times$ $\times \left( F_i \times (y_{cr} - y_{cg}) + \right.$ $\left. 0.30 F_i \times (x_{cr} - x_{cg}) \right)$
Rigidez obtida pelo M.E.F. Elementos de estado plano de tensão	$K = \frac{GA}{1.2h} \times \frac{1}{\left( 1 + \frac{1}{1.2} \frac{G}{E} \left( \frac{h}{l} \right)^2 \right)}$	Rigidez obtida pelo M.E.F. Elementos de barra
$V_{Rd} \geq V_{sd}$	$V_{Rd} \geq V_{sd}$	$V_{Rd} \geq V_{sd}$
Tensão máxima de corte $\tau_{sd}$ , e tensão máxima de compressão $\sigma_{sd}$ obtidas pelo cálculo do M.E.F. (elementos planos de tensão)	Esforço de corte determinado pela distribuição das forças equivalentes pelas paredes	Tensão máxima do corte obtida $\tau_{sd}$ e tensão máxima de compressão $\sigma_{sd}$ , obtidos pelo cálculo do M.E.F. (barras)

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA SÍSMICA AO CORTE		
Análise sísmica estática linear (cont.)		
“FEDRA”	“AEDES-PC.M”	“AEDES-PC.E”
$f_{vk} = f_{vk0} + 0.40\sigma_{sd}$	$f_{vk} = f_{vk0} + 0.40\sigma_{sd}$	$f_{vk} = f_{vk0} + 0.40\sigma_{sd}$
-----	Determina o coeficiente de redução da área transversal $\beta$	Determina o coeficiente de redução da área transversal $\beta$
$V_{sd} \rightarrow$ M.E.F.	$M_{sd} = \frac{V_{sd} \times h}{2}$	$M_{sd} \rightarrow$ M.E.F.
Verificação para a tensão máxima de corte	Verificação para a secção de topo da barra	Verificação para a secção de topo e base da barra

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA SÍSMICA À FLEXÃO COMPOSTA PARA ACÇÕES NO PLANO	
Análise sísmica estática linear	
“AEDES-PC.M”	“AEDES-PC.E”
Norma: “Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996” “Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987”	Norma: “Ordinanza 3274/2003”
$\sigma_{Rd} \geq \sigma_{sd}$	$FS = \frac{V_{Rd}}{V_{sd}}$
Combinações de acções: Combinação I: $(1.4 G + 1.5 Q) + S$ ; Combinação II: $G + S$	Combinações de acções para E.L.U. e E.L.D.
Secção de base	Secção de base e topo das barras
$M_{sd} = \frac{V_{sd} \times h}{2}$	$M_{sd} \rightarrow$ M.E.F.
Esforço de corte determinado pela distribuição das forças equivalentes pelas paredes	$V_{sd} \rightarrow$ M.E.F.
Determinação das excentricidades e dos coeficientes de redução transversal e longitudinal	$M_{Rd} = \frac{l^2 \times t \times \sigma_{sd}}{2} \times \left( 1 - \frac{\sigma_{sd}}{0.85 \times \sigma_{Rd}} \right)$

ANÁLISE SÍSMICA ESTÁTICA NÃO LINEAR “ <i>PUSHOVER</i> ”	
“ <i>Por 2000</i> ”	“ <i>AEDES-PC.E</i> ”
Duas distribuições de forças estáticas equivalentes: proporcional à massa e linear em altura	Dois métodos: análise com distribuição fixa das forças e análise evolutiva Distribuição fixa das forças estáticas equivalentes: proporcional à massa; linear em altura; proporcional ao primeiro modo de vibração e proporcional à forma modal equivalente Análise evolutiva: proporcional ao primeiro modo de vibração e proporcional à forma modal equivalente
Combinação de acções base sismo E.L.U. e E.L.D.	Combinação de acções base sismo E.L.U. e E.L.D.
Para as direcções pretendidas	Para as direcções pretendidas
Gráfico bi-linear equivalente	Gráfico bi-linear equivalente

VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA COMPLEMENTARES	
“ <i>AEDES-PC.M</i> ”	“ <i>AEDES-PC.E</i> ”
Verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano, para acções paralelas e ao corte segundo a Circular nº 21745	Verificação sísmica ao corte diagonal

## 8.2 Verificação de segurança para acção sísmica crescente

Nesta fase analisou-se o “*Edifício B*” utilizando todos os programas até aqui estudados, para as acções permanentes constantes e acção sísmica de intensidade crescente, tendo em vista analisar o nível para o qual a estrutura deixa de verificar a segurança.

Portanto as acções aplicadas à estrutura foram:

- Acções permanentes nas lajes –  $5 \text{ kN/m}^2$ ;
- Peso próprio da alvenaria –  $20 \text{ kN/m}^3$ ;
- Acção sísmica variável.



Admitindo-se as seguintes características:

- Resistência característica à compressão da alvenaria  $-f_k = 5 \text{ MPa}$ ;
- Resistência característica ao corte sob compressão nula  $-f_{vk0} = 0.15 \text{ MPa}$ ;
- Módulo de elasticidade  $E = 5 \text{ GPa}$ ;
- Módulo de distorção  $G = 2 \text{ GPa}$ ;
- Períodos espectrais  $-T_B = 0.16 \text{ s}$ ;  $T_C = 0.40 \text{ s}$ ;  $T_D = 2.40 \text{ s}$ ;
- Coeficiente de comportamento  $q = 2.0$ .

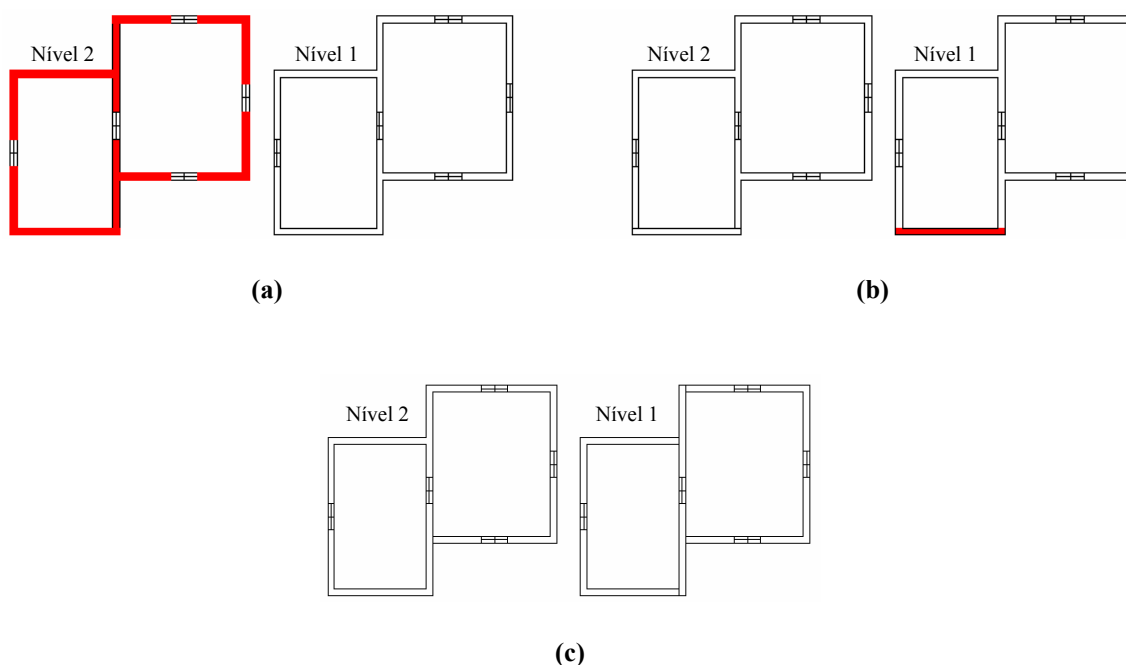
### 8.2.1 “Por 2000”

No “Por 2000”, para verificação da estabilidade das paredes à acção sísmica, incrementou-se a aceleração do solo ( $a_g$ ). Através da análise baseada no desempenho do edifício e da verificação à flexão composta para acções sísmicas fora do plano da parede verificou-se a segurança estrutural.

Na Figura 83 ilustram-se os resultados obtidos da análise sísmica estática linear, onde é realizada a verificação à flexão composta para acções fora do plano, em cada nível: Nível 1 – rés-do-chão e Nível 2 – primeiro piso. A verificação de segurança das paredes à flexão composta por efeito da acção sísmica é sempre verificada para o Nível 1 qualquer que seja o valor adoptado para a aceleração sísmica (máximo  $9.81 \text{ m/s}^2$ ). Para o Nível 2 deixa de ser cumprido o critério de segurança sísmica à flexão composta para acções fora do plano em todas as paredes para uma aceleração sísmica igual ou superior a  $4.905 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 928 \text{ kN}$ ). Para uma aceleração sísmica inferior a  $2.845 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 539 \text{ kN}$ ) todas as paredes satisfazem a verificação à flexão composta para acções fora do plano. Admitindo o valor do período do edifício,  $T = 0.192 \text{ s}$ , valor obtido pela Equação (16) (secção 4.4.1), e para o espectro de resposta da acção sísmica de acordo com o EC8 [6], determinou-se o valor de  $S_d(T)$  para a respectiva aceleração de modo a determinar a correspondente força de corte basal aplicada à estrutura a partir da Equação (75), ver Tabela 92.

$$\text{se } T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = \frac{a_g}{g} \times S \times \frac{2.5}{q} \quad (75)$$

Nota:  $W_{total} = 1485 \text{ kN}$ .



LEGENDA:

■ Não verifica a segurança à flexão composta para acções ortogonais

Figura 78 – “Edifício B”, “Por 2000”, verificação de segurança à flexão composta para acções fora do plano sísmicas variáveis: (a)  $S_d(T) \geq 0.625 \rightarrow F_b \geq 928 \text{ kN}$ ; (b)  $S_d(T) = 0.375 \rightarrow F_b = 557 \text{ kN}$  e (c)  $S_d(T) \leq 0.363 \rightarrow F_b = 539 \text{ kN}$

Tabela 92 – “Edifício B”, “Por 2000”: Acelerações sísmicas consideradas nas verificações de segurança

$S_d(T)$	$a_g \text{ (m/s}^2\text{)}$
0.625	4.905
0.375	2.943
0.363	2.845

Da análise “pushover” verifica-se que para uma aceleração sísmica do solo igual ou superior a  $8.731 \text{ m/s}^2$  não são cumpridas as verificações dos estados limites último e de dano para todas as direcções segundo a qual a acção sísmica pode actuar. Para valores de aceleração inferiores a  $2.943 \text{ m/s}^2$ , os estados limites (último e dano) são verificados em todas as direcções.

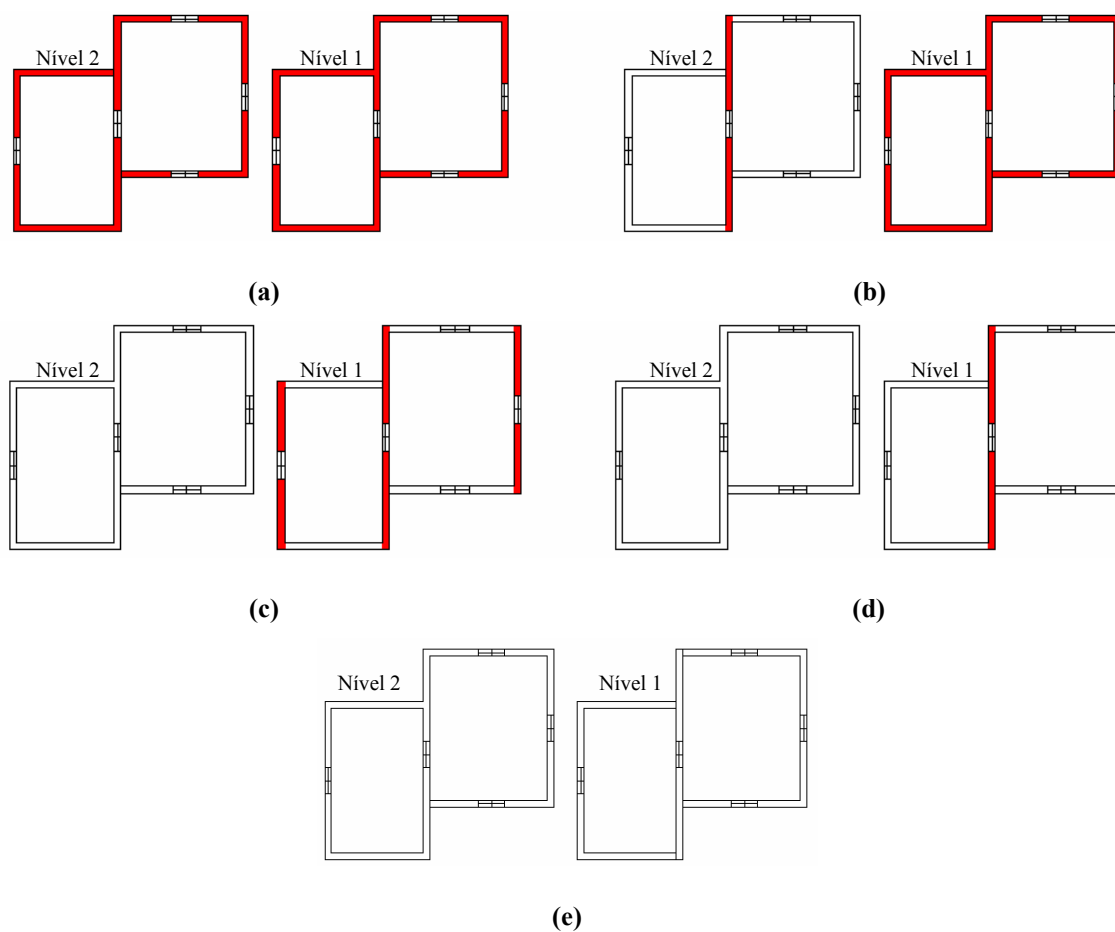
### **8.2.2 “FEDRA”**

Os resultados obtidos pelo “FEDRA” são ilustrados na Figura 79 em planta, as paredes assinaladas a vermelho não cumprem os requisitos de segurança ao corte para acções horizontais da combinação de acções base sismo.

Constata-se que o edifício não verifica a segurança ao corte, na totalidade das paredes, para uma força de corte basal superior a  $391 \text{ kN}$  ( $a_g = 2.354 \text{ m/s}^2$ ). A verificação de segurança ao corte de toda a estrutura só é garantida para um corte basal inferior a  $30 \text{ kN}$  ( $a_g = 0.181 \text{ m/s}^2$ ).

Na Tabela 93 apresentam-se as acelerações consideradas para a análise da segurança estrutural do edifício a uma acção sísmica variável.

*Nota:*  $W_{total} = 1305 \text{ kN}$ .



LEGENDA:

■ Não verifica a segurança ao corte

**Figura 79 – “Edifício B”, “FEDRA”, verificação de segurança para a acção sísmica variável:**

(a)  $S_d(T) \geq 0.300 \rightarrow F_b \geq 391 \text{ kN}$ ; (b)  $S_d(T) = 0.176 - 0.205 \rightarrow F_b = 229 - 267 \text{ kN}$ ;

(c)  $S_d(T) = 0.090 - 0.100 \rightarrow F_b = 117 - 130 \text{ kN}$ ; (d)  $S_d(T) = 0.024 - 0.085 \rightarrow F_b = 31 - 111 \text{ kN}$  e

(e)  $S_d(T) \leq 0.023 \rightarrow F_b \leq 30 \text{ kN}$

**Tabela 93 – “Edifício B”, “FEDRA”: Acelerações sísmicas consideradas nas verificações de segurança**

$S_d(T)$	$a_g \text{ (m/s}^2\text{)}$
0.300	2.354
0.205	1.609
0.176	1.381
0.100	0.785
0.090	0.706
0.085	0.667
0.024	0.188
0.023	0.181

### 8.2.3 “AEdEs - PC.M”

No programa “PC.M” a acção sísmica é determinada em função de um coeficiente sísmico  $K$  que multiplica pelo peso total da estrutura. Portanto a acção sísmica foi aumentada crescendo o valor do coeficiente de segurança para adaptação sísmica  $C_{sic}$  pois é o único parâmetro que o programa permite que seja alterado.

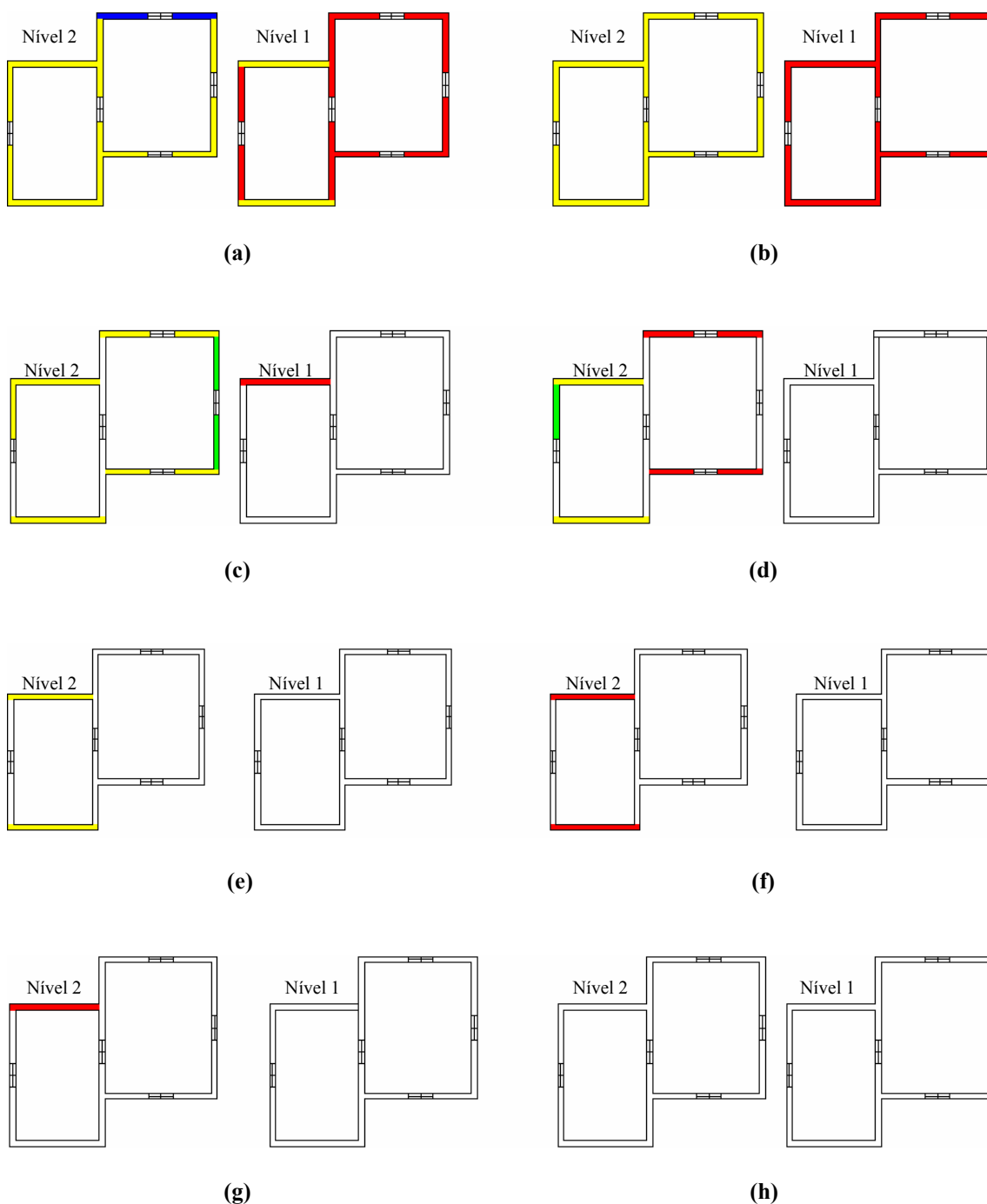
As verificações sísmicas de segurança efectuadas pelo programa são: a verificação à flexão composta para acções fora do plano, ao corte e à flexão composta para acções no plano segundo o D.M.’87. Para além destas, efectua verificações segundo a Circular nº 21745 [29] nomeadamente a verificação à flexão composta para acções fora do plano e no plano que são apresentadas em anexo (*Anexo 7*) e a verificação ao corte pelo Método *Por*.

Numa primeira fase apresentam-se os resultados das verificações segundo o D.M.’87 e depois os resultados da verificação ao corte pelo Método *Por*.

Na Figura 80 ilustram-se os resultados obtidos da análise do “Edifício B” à acção sísmica variável, segundo as verificações pelo D.M.’87. Pode-se constatar que para uma força de corte basal de 344 kN ( $a_g = 2.103 \text{ m/s}^2$ ) a segurança à flexão composta para acções no plano deixa de ser satisfeita para todo edifício. Neste caso de solicitação, todas as paredes do edifício não verificam a segurança ao corte. Relativamente à verificação de segurança à flexão composta para acções fora do plano não é satisfeita para todas as paredes do Nível 2 e duas paredes pertencentes ao Nível 1 na direcção X, ver Figura 80(a). Para uma força de corte basal de 277 kN ( $a_g = 1.695 \text{ m/s}^2$ ) todas as paredes do edifício não verificam a segurança ao corte em ambos os pisos. A verificação de segurança à flexão composta para acções fora do plano é satisfeita para todas as paredes do Nível 1 contrariamente a todas as paredes do Nível 2 que não cumprem a verificação em causa, ver Figura 80(b). A primeira parede a deixar de cumprir os requisitos de segurança ao corte do Nível 1 ocorre quando actua uma força de corte basal de 164 kN ( $a_g = 1.004 \text{ m/s}^2$ ), ver Figura 80(c). No Nível 2, uma parede na direcção Y passa a não satisfazer o requisito de segurança à flexão composta para acções fora do plano para uma força de corte basal de 139 kN ( $a_g = 0.848 \text{ m/s}^2$ ), ver Figura 80(d). A primeira parede a apresentar problemas de segurança estrutural pertence

ao Nível 2, para a direcção X, quando a intensidade sísmica provoca uma força de corte basal de 43 kN ( $a_g = 0.267 \text{ m/s}^2$ ), não verificando a segurança ao corte, ver Figura 80(g). Para uma força de corte basal inferior a 42 kN ( $a_g = 0.259 \text{ m/s}^2$ ), todas as paredes cumprem os requisitos de segurança à acção sísmica, ver Figura 80(h).

*Nota:*  $W_{total} = 1284 \text{ kN}$ .



LEGENDA:

- Não verifica a segurança ao corte
- Não verifica a segurança ao corte e à flexão composta para acções ortogonais
- Não verifica a segurança à flexão composta para acções ortogonais
- Não verifica a segurança ao corte, à flexão composta para acções ortogonais e para acções no plano

**Figura 80 – “Edifício B”, “AEDES-PC.M”, verificação de segurança, segundo o D.M.’87, para a acção sísmica variável: (a)  $S_d(T) = 0.268 \rightarrow F_b = 344 \text{ kN}$ ; (b)  $S_d(T) = 0.216 \rightarrow F_b = 277 \text{ kN}$ ; (c)  $S_d(T) = 0.128 \rightarrow F_b = 164 \text{ kN}$ ; (d)  $S_d(T) = 0.108 \rightarrow F_b = 139 \text{ kN}$ ; (e)  $S_d(T) = 0.058 - 0.088 \rightarrow F_b = 75 - 113 \text{ kN}$ ; (f)  $S_d(T) = 0.036 - 0.057 \rightarrow F_b = 46 - 74 \text{ kN}$ ; (g)  $S_d(T) = 0.034 \rightarrow F_b = 43 \text{ kN}$  e (h)  $S_d(T) = 0.033 \rightarrow F_b \leq 42 \text{ kN}$**

O coeficiente sísmico que multiplica pelo peso total do edifício (1284 kN) para obter a força de corte basal, pode ser transformado em aceleração sísmica de acordo com os espectros de respostas do EC8. Assim, admitindo o período fundamental do edifício  $T = 0.192$  s e as ordenadas do espectro de resposta de acordo com a Equação (75), obtém-se as acelerações sísmicas equivalentes às forças de corte basal aplicadas, ver Tabela 94.

**Tabela 94 – “Edifício B”, “AEDES-PC.M”: Acelerações sísmicas consideradas nas verificações de segurança segundo o D.M.’87**

$S_d(T)$	$a_g (m/s^2)$
0.268	2.103
0.216	1.695
0.128	1.004
0.108	0.848
0.088	0.691
0.058	0.455
0.057	0.447
0.036	0.283
0.034	0.267
0.033	0.259

Os resultados da análise do “Edifício B” pelo Método *Por* estão resumidos na Tabela 95.

Em relação à verificação de segurança ao corte pelo Método *Por*, todo o edifício encontra-se em fase elástica para uma aceleração sísmica de  $a_g \leq 1.256 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 205 \text{ kN}$ ).

Para uma aceleração sísmica de  $a_g = 1.318 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 216 \text{ kN}$ ), as paredes do Nível 1, direcção X e para a combinação de acções II (ver combinações na secção 6.4.6), entram em regime plástico apresentando um factor de segurança de 1.26. O mesmo ocorre para a combinação I, quando a aceleração sísmica vale  $a_g = 1.444 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 236 \text{ kN}$ ), com um factor de segurança de 1.29 (comb. II – FS = 1.15).

As paredes do Nível 1, na direcção X e para a combinação de acções II entram em colapso para uma aceleração sísmica de  $1.695 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 277 \text{ kN}$ ), com um FS inferior a 1.0 (0.98).



Para uma aceleração sísmica de  $1.758 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 288 \text{ kN}$ ), na direcção X e para ambas as combinações de acções o edifício encontra-se em regime não elástico (plástico para a comb. I, Nível 1 e comb. I e II no Nível 2 e rotura comb. II no Nível 2).

O edifício submetido a uma aceleração sísmica de  $2.197 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 359 \text{ kN}$ ), entra em regime não elástico na direcção Y no Nível 1: plástico para a comb.I com um FS = 1.046 e colapso para a comb.II com um FS = 0.93. Para esta aceleração o Nível 2, na direcção X encontra-se em regime plástico para a comb.I (FS = 1.03) e em colapso para a comb.II (FS = 0.93).

O “Edifício B” não verifica ao corte, da análise pelo Método *Por* para todos os nível e direcções, quando a aceleração sísmica é de  $2.668 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 442 \text{ kN}$ ).

**Tabela 95 – “Edifício B”, “AEDES-PC.M”: Factores de segurança da análise sísmica pelo Método *Por***

Comb.		Nível 1				Nível 2			
		Dir. X		Dir. Y		Dir. X		Dir. Y	
$S_d(T)$	$a_g (\text{m/s}^2)$	I	II	I	II	I	II	I	II
0.340	2.668	0.687	0.616	0.851	0.756	0.837	0.760	1.042	0.971
0.280	2.197	0.845	0.756	1.046	0.928	1.029	0.934	1.281	1.193
0.224	1.758	1.056	0.946	1.307	1.161	1.286	1.168	1.601	1.491
0.216	1.695	1.095	0.981	1.356	1.204	1.334	1.211	1.661	1.546
0.184	1.444	1.286	1.151	1.592	1.413	1.566	1.422	1.949	1.815
0.168	1.318	1.408	1.261	1.743	1.548	1.715	1.557	2.135	1.988
0.160	1.256	1.479	1.324	1.830	1.625	1.801	1.635	2.242	2.088

Constata-se que a força sísmica tolerada pelo “Edifício B”, analisando pelo Método *Por* ( $F_b = 205 \text{ kN}$ ), é claramente superior à obtida pela análise efectuada pelo D.M.’87 ( $F_b = 42 \text{ kN}$ ). Para que todo o edifício não apresente segurança ao corte por efeito das forças sísmicas, o valor da força de corte basal necessária aplicar pelo Método *Por* é de  $442 \text{ kN}$ , enquanto que pelo D.M.’87 a força de corte basal é de  $277 \text{ kN}$ . É de salientar que o Método *Por* efectua uma análise do comportamento do edifício, ao nível de cada piso, considerando o comportamento elástico-perfeitamente plástico do material.

#### 8.2.4 “AEDes - PC.E”

O “PC.E” efectua várias análises sísmicas, desde a estática linear à estática não linear (“pushover”) passando pela análise sísmica dinâmica modal.

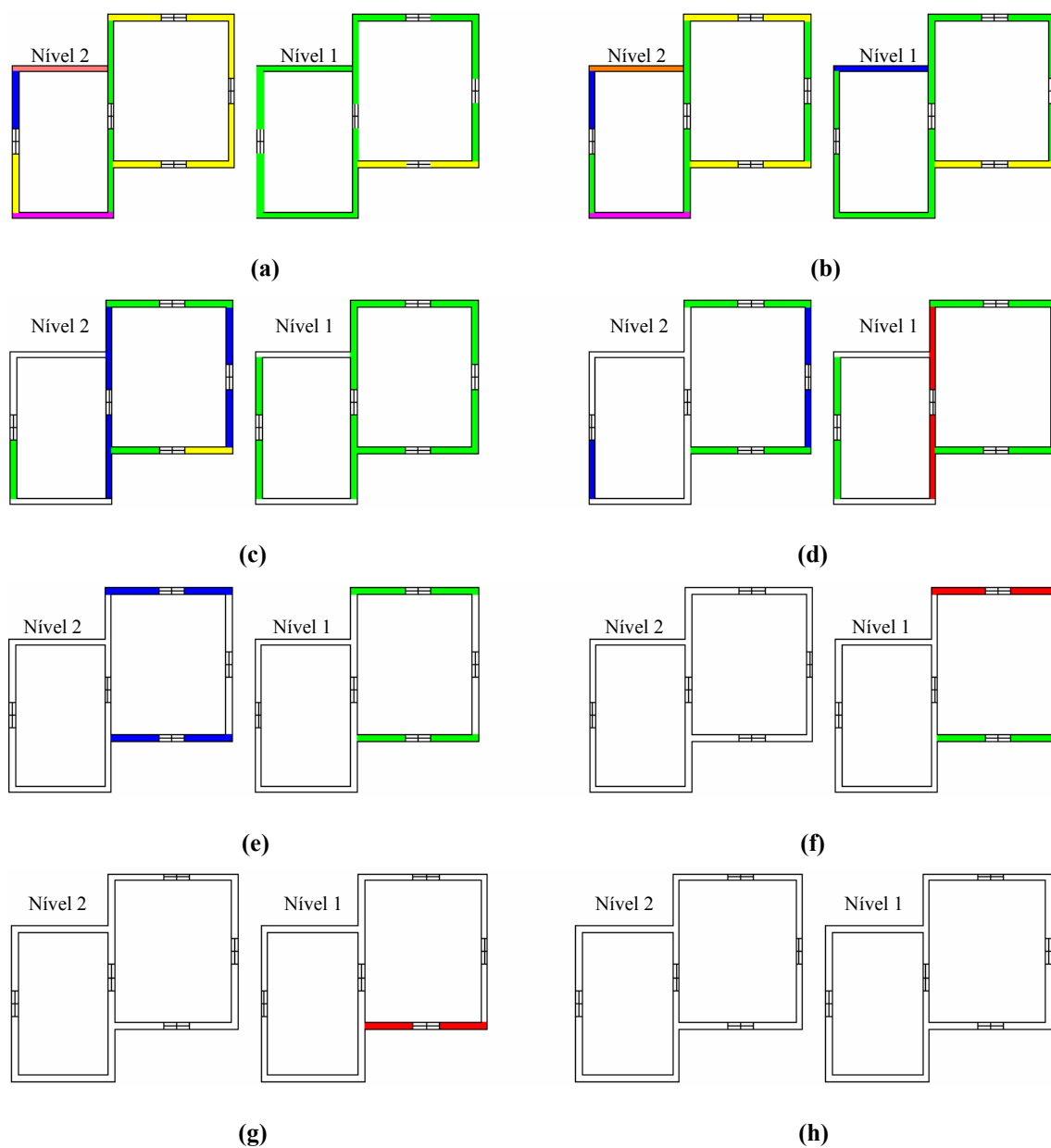
De forma a apresentar os resultados da verificação de segurança do edifício a uma acção sísmica variável, proceder-se-á à apresentação dos resultados das várias análises separadamente.

##### 8.2.4.1 Análise sísmica estática linear

As verificações de segurança efectuadas na análise estática linear são:

- verificação à flexão composta para acções no plano;
- verificação ao corte por deslizamento;
- verificação ao corte diagonal;
- verificação à flexão composta para acções fora do plano.

Assim, variando a aceleração sísmica do solo verificou-se para que valores o edifício não cumpre cada uma das verificações. Na Figura 81(a), constata-se que todas as paredes resistentes do edifício apresentam problemas de segurança estrutural em relação ao corte por deslizamento para uma aceleração sísmica  $a_g = 3.924 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 642 \text{ kN}$ ). Para uma aceleração sísmica  $a_g = 3.434 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 562 \text{ kN}$ ) ocorre a primeira rotura à flexão para acções fora do plano da parede, no nível 2. Para esta solicitação todas as paredes do Nível 1 não verificam a segurança ao corte por deslizamento, ver Figura 81(b). A verificação de segurança à flexão composta para acções no plano deixa de ser satisfeita para uma aceleração sísmica de  $2.649 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 433 \text{ kN}$ ), ver Figura 81(c). O Nível 2 apresenta insegurança em relação ao corte por deslizamento para uma aceleração sísmica igual ou superior a  $2.158 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 353 \text{ kN}$ ), ver Figura 81(d). Para uma aceleração sísmica de  $1.569 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 257 \text{ kN}$ ) as paredes do Nível 2 começam a não cumprir os requisitos de segurança ao corte, nomeadamente ao corte diagonal, ver Figura 81(e). Enquanto que as paredes no Nível 1 apresentam problemas de segurança ao corte a partir de uma aceleração sísmica de  $1.079 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 177 \text{ kN}$ ). A verificação de segurança para todas as paredes resistentes é satisfeita para uma aceleração sísmica do solo igual ou inferior a  $0.981 \text{ m/s}^2$  ( $F_b \leq 161 \text{ kN}$ ).



LEGENDA:

- Não verifica a segurança ao corte diagonal
- Não verifica a segurança ao corte por deslizamento e diagonal
- Não verifica a segurança ao corte por deslizamento
- Não verifica a segurança ao corte por deslizamento e diagonal e à flexão composta para ações no plano
- Não verifica a segurança ao corte por deslizamento, à flexão composta para ações no plano e para ações ortogonais
- Não verifica a segurança à flexão composta para ações ortogonais
- Não verifica a segurança ao corte por deslizamento e à flexão composta para ações ortogonais

**Figura 81 – “Edifício B”, “AEDES-PC.E”, ação sísmica variável, verificações de segurança da análise sísmica estática linear: (a)  $S_d(T) = 0.500 \rightarrow F_b = 642 \text{ kN}$ ; (b)  $S_d(T) = 0.437 \rightarrow F_b = 562 \text{ kN}$ ; (c)  $S_d(T) = 0.338 \rightarrow F_b = 433 \text{ kN}$ ; (d)  $S_d(T) = 0.275 \rightarrow F_b = 353 \text{ kN}$ ; (e)  $S_d(T) = 0.200 \rightarrow F_b = 257 \text{ kN}$ ; (g)  $S_d(T) = 0.138 \rightarrow F_b = 177 \text{ kN}$  e (h)  $S_d(T) \leq 0.125 \rightarrow F_b \leq 161 \text{ kN}$**

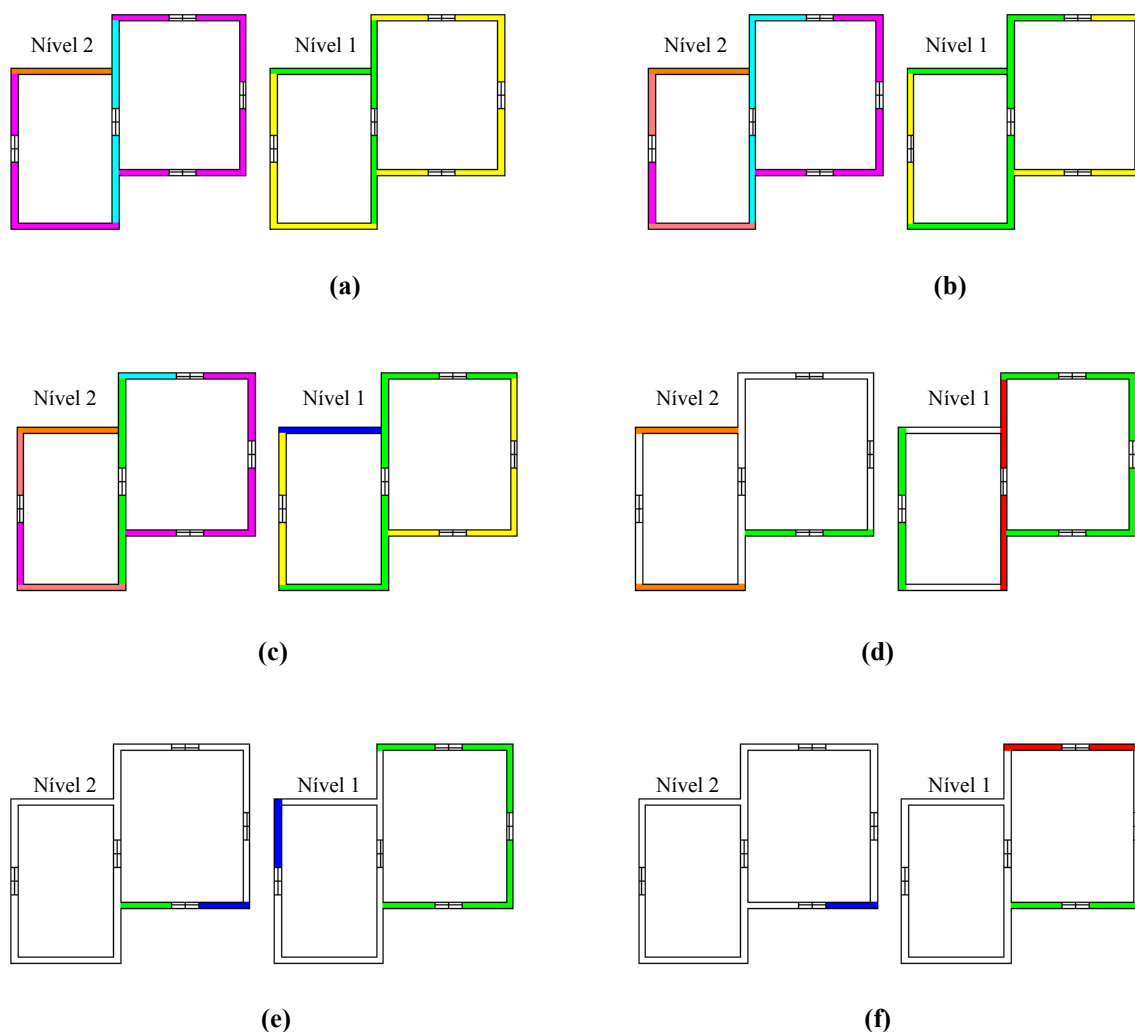
Tabela 96 – “Edifício B”, “AEDES-PC.E”: Acelerações sísmicas consideradas na análise sísmica estática linear

$S_d$ (T)	$a_g$ ( $m/s^2$ )
0.500	3.924
0.437	3.434
0.338	2.649
0.275	2.158
0.200	1.569
0.138	1.079
0.125	0.981

#### 8.2.4.2 Análise sísmica dinâmica modal

A análise sísmica dinâmica modal efectua as mesmas verificações de segurança apresentadas no ponto anterior para o caso da análise sísmica estática linear. Assim, variando a aceleração sísmica obteve-se alguns dos resultados ilustrados na Figura 82.

Na Figura 82(a), constata-se que todas as paredes do Nível 2 não cumprem a verificação ao corte por deslizamento para uma aceleração sísmica de  $a_g = 7.750 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 1268 \text{ kN}$ ) e para este nível a verificação de segurança à flexão composta para acções no plano não é satisfeita para todas as paredes quando o sismo submete a estrutura a uma aceleração de  $a_g = 6.377 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 1043 \text{ kN}$ ), ver Figura 82(b). No Nível 1 todas as paredes não cumprem a segurança ao corte por deslizamento para uma aceleração sísmica de  $a_g = 5.984 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 979 \text{ kN}$ ), ver Figura 82(c). A segurança à flexão composta para acções fora do plano deixa de ser verificada a partir de uma aceleração sísmica  $a_g = 2.943 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 482 \text{ kN}$ ) para as paredes no Nível 2, ver Figura 82(d). No Nível 2, para uma aceleração sísmica de  $a_g = 2.649 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 433 \text{ kN}$ ), as paredes começam a não verificar a segurança ao corte diagonal, ver Figura 82(f). Para  $a_g = 2.256 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 369 \text{ kN}$ ) ocorre a primeira rotura de uma parede ao corte por deslizamento, ver Figura 82(e). As paredes no Nível 1 deixam de cumprir a segurança ao corte por deslizamento para uma aceleração sísmica de  $a_g = 1.668 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 273 \text{ kN}$ ), ver Figura 82(g). Quando a aceleração sísmica vale  $a_g = 1.569 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 257 \text{ kN}$ ) ocorre a rotura da primeira parede, no Nível 1, ao corte diagonal, ver Figura 82(h). As verificações de segurança são cumpridas para todas as paredes do edifício quando a aceleração sísmica vale  $a_g \leq 1.471 \text{ m/s}^2$  ( $F_b = 241 \text{ kN}$ ), ver Figura 82(i).



## LEGENDA:

- Não verifica a segurança ao corte diagonal
- Não verifica a segurança ao corte por deslizamento e diagonal
- Não verifica a segurança ao corte por deslizamento
- Não verifica a segurança ao corte por deslizamento e diagonal e à flexão composta para ações no plano
- Não verifica a segurança à flexão composta para ações fora do plano
- Não verifica a segurança ao corte por deslizamento e à flexão composta para ações fora do plano
- Não verifica a segurança ao corte por deslizamento e diagonal e à flexão composta para ações fora do plano
- Não verifica a segurança ao corte por deslizamento e diagonal e à flexão composta para ações no plano e fora do plano
- Não verifica a segurança ao corte por deslizamento e à flexão composta para ações no plano e fora do plano

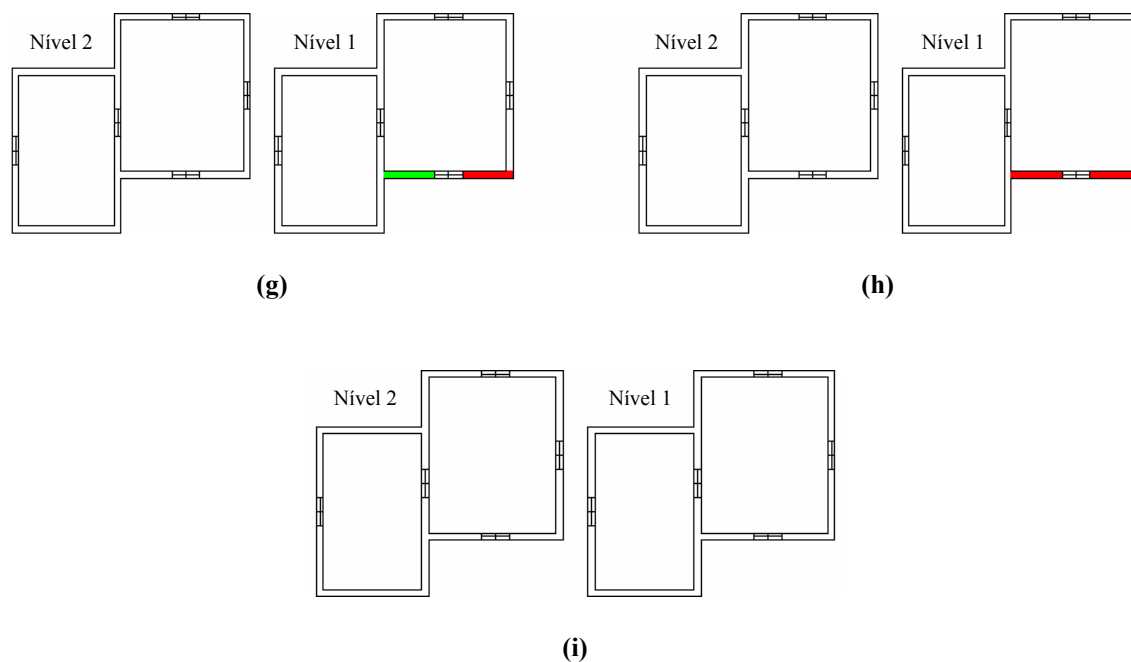
Figura 82 – “Edifício B”, “AEDES-PC.E”, ação sísmica variável, verificações de segurança da

análise sísmica dinâmica modal: (a)  $S_d(T) = 0.987 \rightarrow F_b = 1268 \text{ kN}$ ;

(b)  $S_d(T) = 0.812 \rightarrow F_b = 1043 \text{ kN}$ ; (c)  $S_d(T) = 0.763 \rightarrow F_b = 979 \text{ kN}$ ;

(d)  $S_d(T) = 0.375 \rightarrow F_b = 482 \text{ kN}$ ; (e)  $S_d(T) = 0.338 \rightarrow F_b = 433 \text{ kN}$  e

(f)  $S_d(T) = 0.288 \rightarrow F_b = 369 \text{ kN}$



LEGENDA:

- Não verifica a segurança ao corte diagonal
- Não verifica a segurança ao corte por deslizamento e diagonal

Figura 82 – “Edifício B”, “AEDES-PC.E”, ação sísmica variável, verificações de segurança da análise sísmica dinâmica modal (cont.): (a)  $S_d(T) = 0.212 \rightarrow F_b = 273 \text{ kN}$ ; (b)  $S_d(T) = 0.200 \rightarrow F_b = 257 \text{ kN}$  e (c)  $S_d(T) \leq 0.187 \rightarrow F_b \leq 241 \text{ kN}$

Tabela 97 – “Edifício B”, “AEDES-PC.E”: Acelerações sísmicas consideradas na análise sísmica dinâmica modal

$S_d(T)$	$a_g \text{ (m/s}^2\text{)}$
0.987	7.750
0.812	6.377
0.763	5.984
0.375	2.943
0.338	2.649
0.288	2.256
0.212	1.668
0.200	1.569
0.187	1.471

#### 8.2.4.3 Análise sísmica estática não linear (“Pushover”)

A análise sísmica estática não linear implica a verificação de um factor de segurança superior a 1.0, ou seja, a relação entre a capacidade resistente da estrutura ao deslocamento para acções sísmicas, considerando-se o comportamento não linear do material, e o deslocamento máximo experimentado pela estrutura.

Verifica-se que para esta análise o coeficiente de segurança é bastante superior a 1.0 quando a aceleração sísmica adquire o valor da aceleração de gravidade.

### 8.3 Verificação de segurança para acção vertical permanente crescente

Na verificação do “Edifício B” para a acção vertical permanente crescente não se considerou a acção sísmica. Assim, para acções horizontais nulas, averiguou-se o máximo valor das acções verticais a estrutura consegue suportar cumprindo as verificações de segurança exigidas.

Portanto as acções aplicadas à estrutura foram:

- Acção permanente nas lajes ( $kN/m^2$ ) – crescente;
- Peso próprio da alvenaria –  $20 kN/m^3$ ;
- Acção sísmica nula.

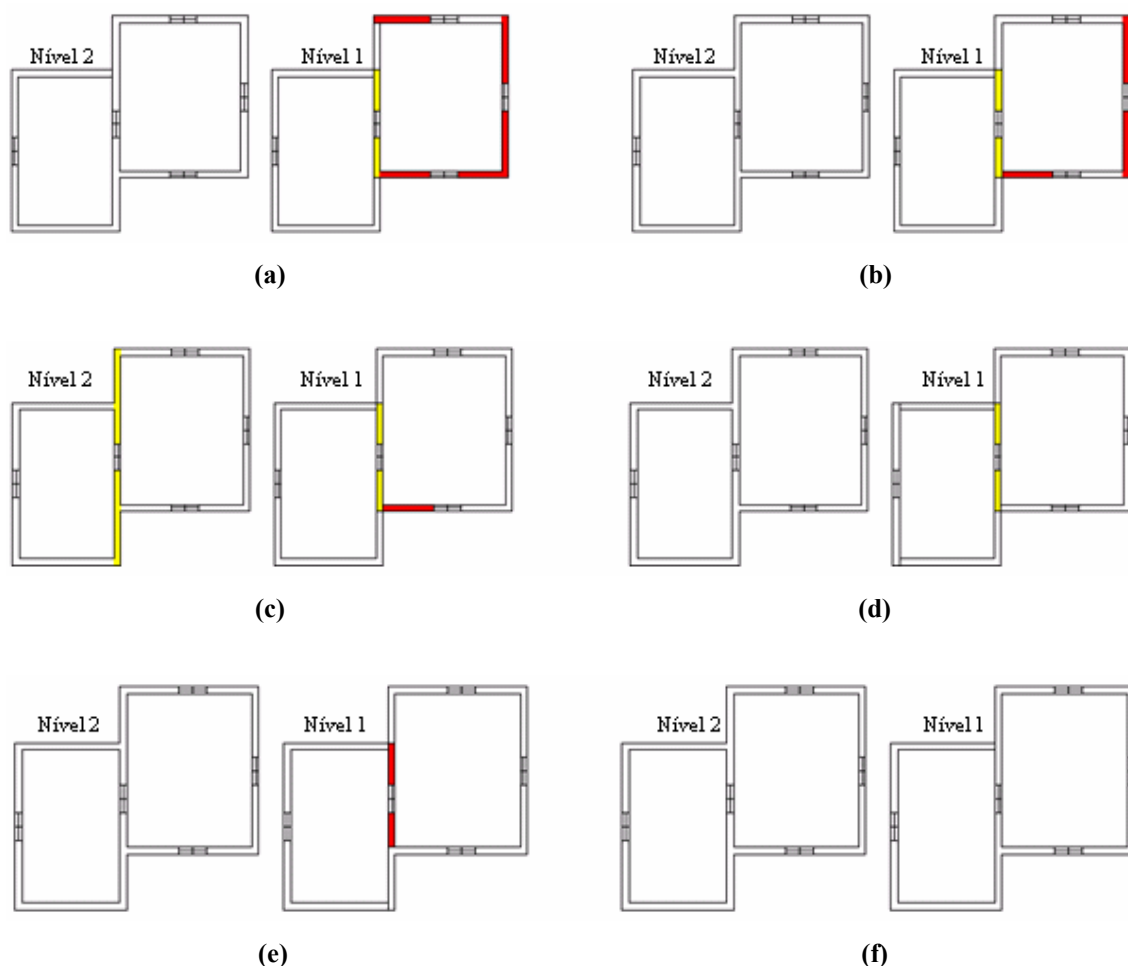
Admitindo-se as seguintes características:

- Resistência característica à compressão da alvenaria –  $f_k = 5 MPa$ ;
- Módulo de elasticidade  $E = 5 GPa$ ;
- Módulo de distorção  $G = 2 GPa$ ;
- Coeficiente de segurança parcial da alvenaria  $\gamma_M = 2.5$ .

#### 8.3.1 “Por 2000”

Os resultados obtidos no “Por 2000” são ilustrados na Figura 83. Os requisitos de segurança exigidos pelo programa prendem-se com a verificação estática à compressão vertical ou à flexão composta para acções fora do plano e à flexão composta para acções

no plano onde o coeficiente de redução da resistência longitudinal é igual a 1.0 e o coeficiente de resistência transversal é obtido para a excentricidade respectiva.



LEGENDA:

- Não verifica a segurança à flexão composta para ações ortogonais e no plano
- Não verifica a segurança à flexão composta para ações ortogonais

**Figura 83 – “Edifício B”, “Por 2000”, verificação de segurança para ações verticais variáveis:**

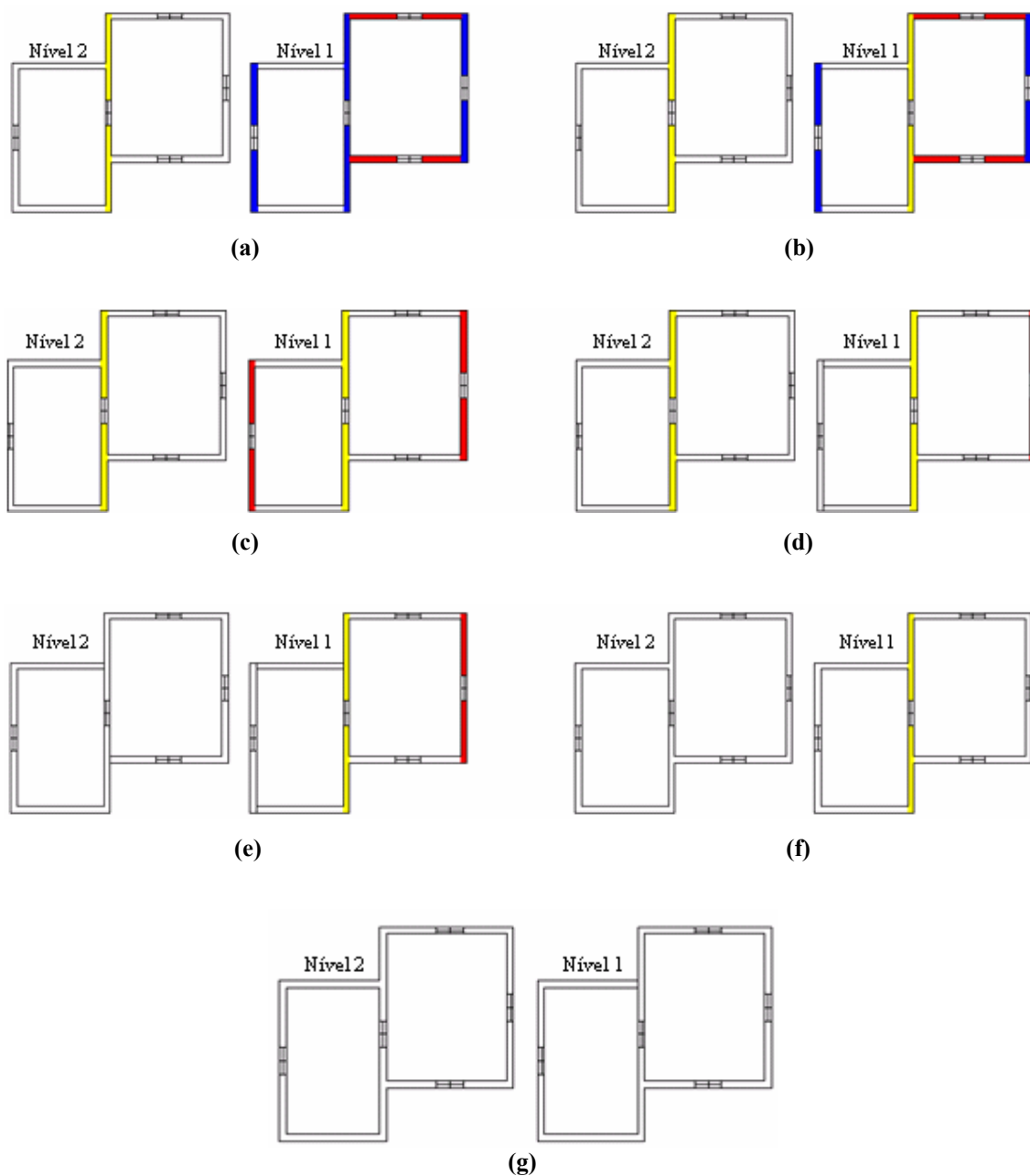
(a)  $g_k = 81 - 85 \text{ kN/m}^2$ ; (b)  $g_k = 78 - 80 \text{ kN/m}^2$ ; (c)  $g_k = 74 - 77 \text{ kN/m}^2$ ; (d)  $g_k = 67 - 73 \text{ kN/m}^2$ ;  
(e)  $g_k = 53 - 66 \text{ kN/m}^2$  e (f)  $g_k \leq 52 \text{ kN/m}^2$

Todas as paredes do edifício deixam de verificar os requisitos de segurança à compressão vertical, apenas, para uma ação uniformemente distribuída na laje de  $250 \text{ kN/m}^2$ . Para uma ação de  $325 \text{ kN/m}^2$ , as paredes resistentes do edifício, não satisfazem a verificação composta para ações no plano.



### **8.3.2 “FEDRA”**

Na Figura 84 apresentam-se os resultados obtidos no programa “FEDRA”. Pode-se constatar que as tensões obtidas pelo M.E.F., são inferiores às tensões resistentes de cálculo da alvenaria para uma acção uniformemente distribuída, nas lajes, até  $7 \text{ kN/m}^2$ . A partir deste valor surgem tensões de corte, na parede de maiores dimensões do primeiro piso, superiores à tensão resistente de corte da alvenaria, para a combinação base sismo (diferenças para a combinação base sobrecarga residem nos valores dos coeficientes de combinação das acções e na excentricidade horizontal que neste caso é igual a zero). Surgem, também, tensões de corte excessivas, na parede de maiores dimensões no nível 2, para uma acção igual ou superior a  $17 \text{ kN/m}^2$ , logo após uma das paredes do nível 1 passar a não satisfazer a verificação à compressão vertical para a combinação de acções base sobrecarga. À medida que se aumenta a magnitude da acção permanente nas lajes as paredes vão deixando de satisfazer as condições de segurança.



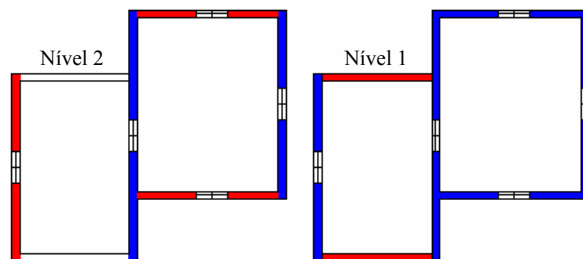
LEGENDA:

- Não verifica a segurança à compressão vertical
- Não verifica a segurança à compressão vertical e ao corte
- Não verifica a segurança ao corte

**Figura 84 – “Edifício B”, “FEDRA”, verificação de segurança para ações verticais variáveis:**

(a)  $g_k = 29 - 35 \text{ kN/m}^2$ ; (b)  $g_k = 25 - 28 \text{ kN/m}^2$ ; (c)  $g_k = 21 - 24 \text{ kN/m}^2$ ; (d)  $g_k = 17 - 20 \text{ kN/m}^2$ ;  
 (e)  $g_k = 15 - 16 \text{ kN/m}^2$ ; (f)  $g_k = 8 - 14 \text{ kN/m}^2$  e (g)  $g_k = 0 - 7 \text{ kN/m}^2$

O programa não permite introduzir acções superiores a  $104 \text{ kN/m}^2$  nas lajes assim, para este valor, na Figura 85 são ilustrados os resultados das verificações efectuadas para a acção vertical máxima.



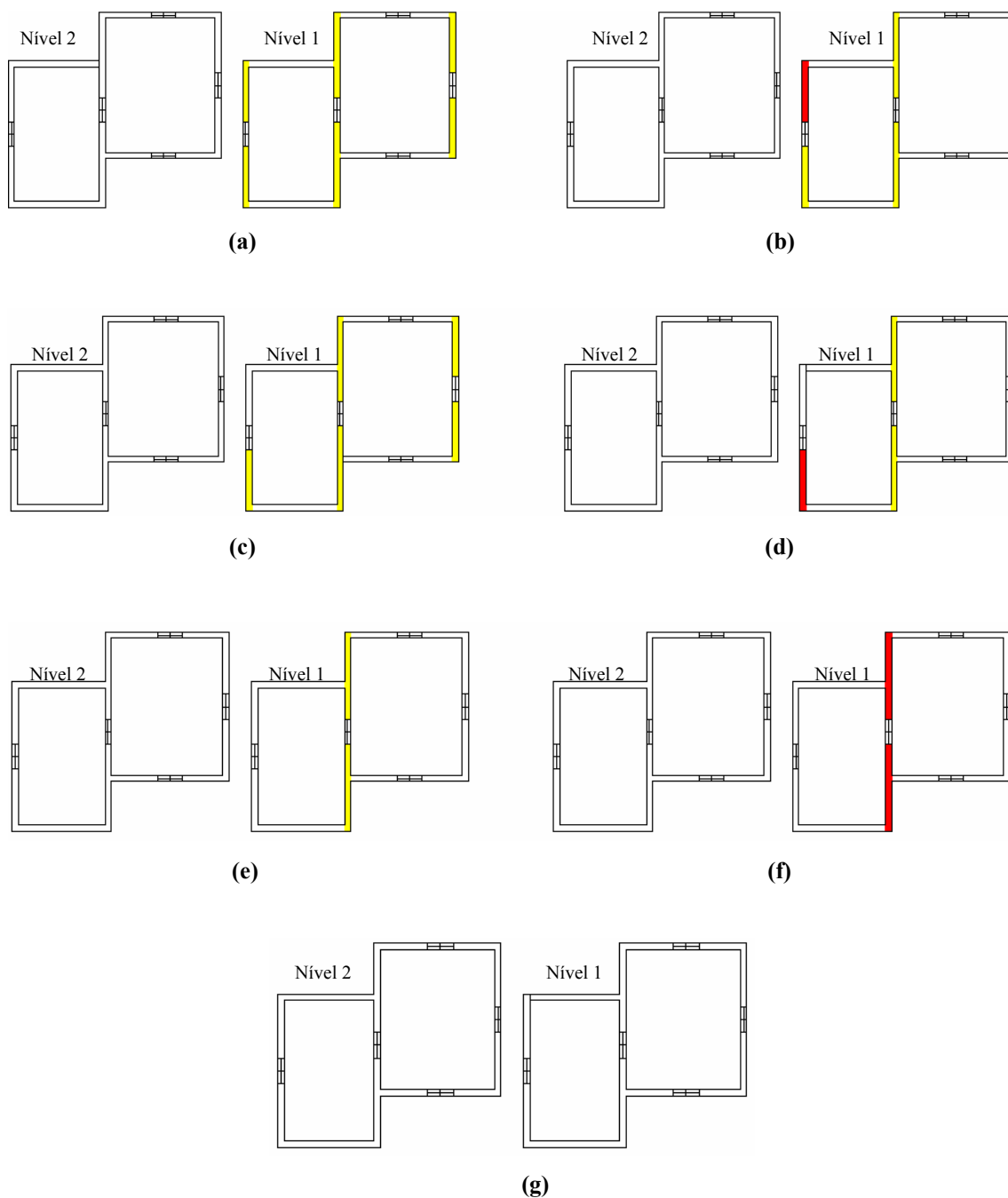
LEGENDA:

- Não verifica a segurança à compressão vertical
- Não verifica a segurança à compressão vertical e ao corte

Figura 85 – “Edifício B”, “FEDRA”: Verificação de segurança para  $g_k = 104 \text{ kN/m}^2$

### 8.3.3 “AEdES - PC.M”

O “Edifício B” foi igualmente analisado pelo “AEdES” na versão “PC.M”, para uma acção vertical variável e os resultados obtidos são ilustrados na Figura 86. As verificações a serem cumpridas na análise estática não sísmica são: verificação estática à compressão vertical ou à flexão composta para acções fora do plano e a verificação estática à flexão composta para acções no plano.



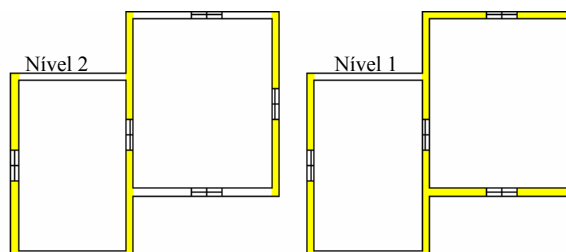
LEGENDA:

- Não verifica à segurança à flexão composta para ações ortogonais e no plano
- Não verifica à segurança à flexão composta para ações ortogonais

Figura 86 – “Edifício B”, “AEdEs - P.C.M”, verificação de segurança para ações verticais variáveis:

(a)  $g_k = 43 - 58 \text{ kN/m}^2$ ; (b)  $g_k = 41 - 42 \text{ kN/m}^2$ ; (c)  $g_k = 39 - 40 \text{ kN/m}^2$ ;  
 (d)  $g_k = 35 - 36 \text{ kN/m}^2$ ; (e)  $g_k = 28 - 34 \text{ kN/m}^2$ ; (f)  $g_k = 27 \text{ kN/m}^2$  e (g)  $g_k \leq 26 \text{ kN/m}^2$

O programa permite apenas introduzir uma acção vertical uniformemente distribuída até  $100 \text{ kN/m}^2$ , os resultados obtidos para esta acção são ilustrados na Figura 87.



LEGENDA:

Não verifica à segurança à flexão composta para acções ortogonais e no plano

**Figura 87 – “Edifício B”, “AEDES - PC.M”: Verificação de segurança para  $g_k = 100 \text{ kN/m}^2$**

#### 8.3.4 “AEDES - PC.E”

A versão “PC.E” do “AEDES” não se aplica neste caso pois apenas permite realizar análises sísmicas.

### 8.4 Comparações dos resultados da análise do “Edifício B”

#### 8.4.1 Acção sísmica crescente

Da análise sísmica realizada ao “Edifício B” utilizando todos os programas constatou-se que o nível para o qual a estrutura deixa de verificar a segurança difere muito de programa para programa.

Nos Gráfico 11, Gráfico 12 e Gráfico 13, efectua-se uma comparação em termos de aceleração máxima suportada pelo “Edifício B” obtidos nos diferentes programas, para que todas as paredes resistentes satisfaçam as verificações de segurança e individualmente para cada tipo de análise sísmica efectuada.

Constata-se que a análise sísmica estática linear apresenta maior discrepância entre os valores máximos da aceleração sísmica obtidos pelos diferentes programas, ver Gráfico 11. Na análise sísmica não linear, que tem em conta o comportamento não linear da alvenaria, os valores da aceleração máxima suportada pela estrutura são mais aproximados para os obtidos nos programas “*Por 2000*” e “*AEDES-PC.M*”, embora esta análise não seja efectuada pela mesma norma: “*Por 2000*” – “*Ordinanza 3274/2003*” “*pushover*” e “*AEDES-PC.M*” – Circular nº 21745 Método *Por*), ver Gráfico 12. No entanto, a variação é de 57.3 % (de 2.943  $m/s^2$  para 1.256  $m/s^2$ ).

No Gráfico 13 apresenta-se uma comparação entre a aceleração máxima obtida pelas análises efectuadas no programa “*AEDES-PC.E*”, estática linear e dinâmica modal. A diferença entre os valores máximos é significativa (33.3%).

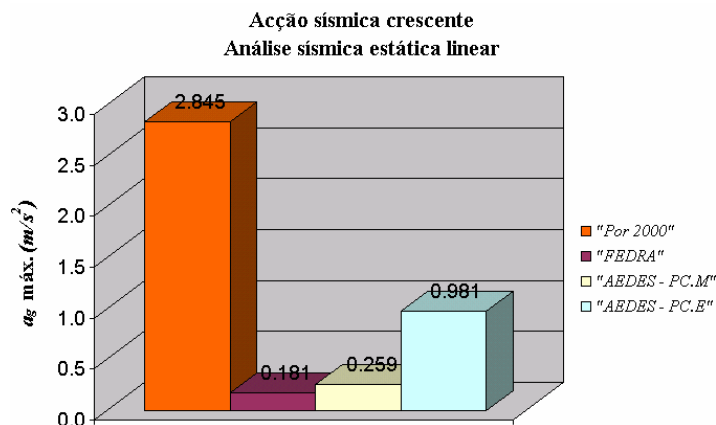


Gráfico 11 – Comparação entre a aceleração máxima suportada pelo “*Edifício B*” pela análise sísmica estática linear

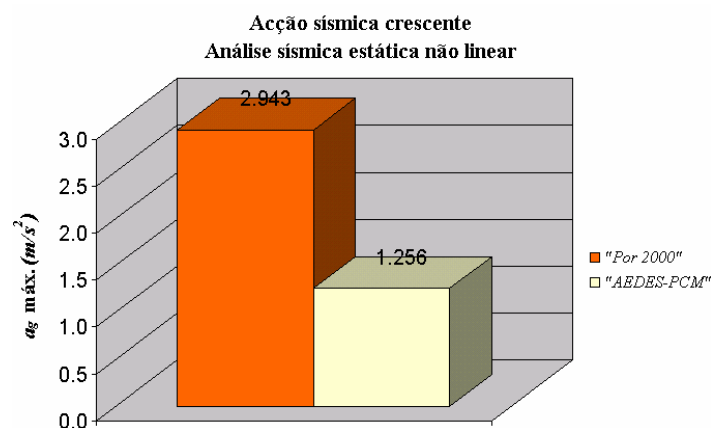


Gráfico 12 – Comparação entre a aceleração máxima suportada pelo “*Edifício B*” pela análise sísmica estática não linear

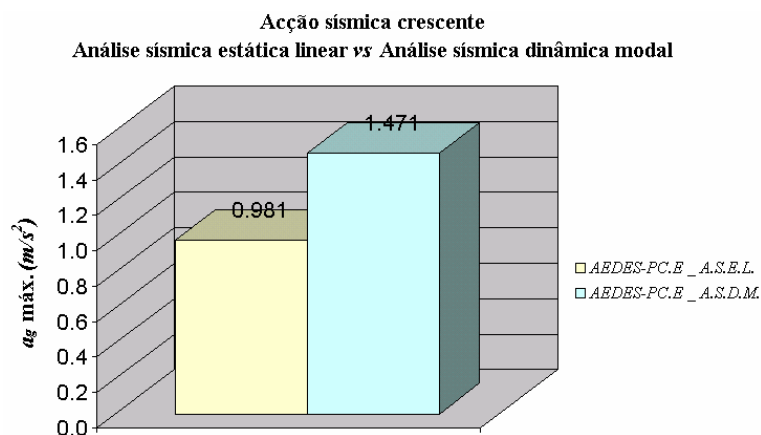


Gráfico 13 – Comparação entre a aceleração máxima suportada pelo “Edifício B” pela análise sísmica estática linear e pela análise dinâmica modal no “AEDES-PC.E”

#### 8.4.2 Acção vertical permanente crescente

Após a análise estática do “Edifício B” pelos diferentes programas a uma acção permanente crescente comparou-se os valores máximos que o edifício pode suportar para não deixar de verificar a segurança, ver Gráfico 14. A discrepância de resultados obtidos pelos diferentes programas é visivelmente notória.

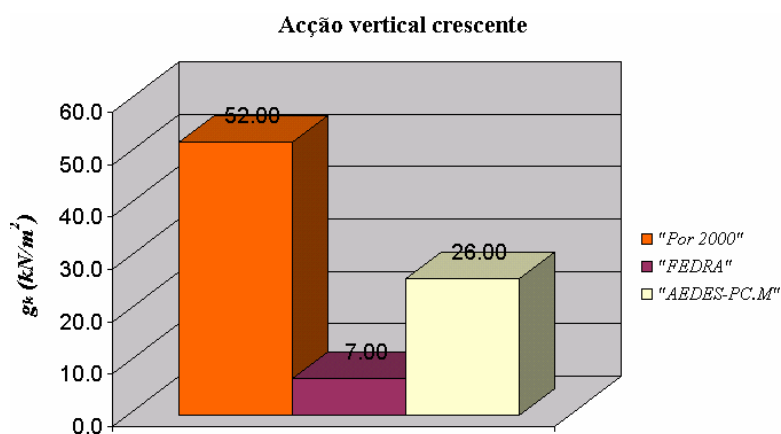


Gráfico 14 – Acção permanente vertical máxima suportada pelo “Edifício B”, de modo a que todas as paredes resistentes cumpram os requisitos de segurança, no dimensionamento pelos diferentes programas

***Capítulo 9 – CONCLUSÕES E  
DESENVOLVIMENTOS FUTUROS***



## **9 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

O presente trabalho consistiu numa primeira avaliação de programas de cálculo automático de estruturas de alvenaria com os objectivos de permitir um conhecimento mais aprofundado do dimensionamento destas estruturas, verificar as diferenças nas abordagens de cálculo dos programas e discutir a variabilidade encontrada.

Iniciou-se com uma introdução à técnica construtiva em alvenaria estrutural, avaliando a sua importância no passado e a sua evolução. Apresentou-se algumas recomendações existentes para a concepção deste tipo de estrutura assim como o dimensionamento pela norma europeia (EC6). Abordou-se o desenvolvimento nesta área levada a cabo por várias investigações, as aplicações mais recentes e os programas de cálculo automático de estruturas em alvenaria resistentes existentes no mercado. Após uma selecção dos programas a analisar optando por aqueles que apresentassem maiores capacidades de dimensionamento, indicou-se as normas segundo os quais se regem e descreveu-se o modo como operar com estes programas na modelação da estrutura, referenciando alguns dos conceitos teóricos implícitos.

Definiu-se uma geometria mais simples possível para dois edifícios tipos que foram dimensionados pelos programas de forma a que a análise da metodologia de dimensionamento e dos respectivos resultados não introduzisse dificuldades elevadas.

Os dois edifícios tipo foram dimensionados pelos diferentes programas tentando, sempre que possível, modificar todos os valores (mecânicos, físicos, factores parciais de segurança, etc.) para os pré-estabelecidos.

Do dimensionamento do primeiro edifício tipo analisado, “*Edifício A*”, verificou-se que os programas apresentam diferentes metodologias de cálculo o que conduz a diferentes resultados o que ficou provado com o dimensionamento do segundo edifício tipo “*Edifício B*”.

Da análise do “*Por 2000*”, a distribuição das acções verticais nas lajes pelas paredes não é explícita e o manual do programa não se refere ao modo de distribuição o que dificultou a sua análise. O modo de distribuição das forças horizontais estáticas é efectuado proporcionalmente à rigidez relativa das paredes na respectiva direcção. Contudo os valores de rigidez apresentados pelo programa são excessivamente elevados (factor de 10) que se admite que seja devido a um erro de unidades. Outro aspecto a

salientar da análise do modo de distribuição das forças horizontais é o cálculo da rigidez das paredes em que a altura das paredes com aberturas a entrar na respectiva fórmula da rigidez depende do ângulo de difusão dos esforços nas zonas das aberturas, não sendo o valor deste ângulo indicado no manual do utilizador. A análise sísmica é essencialmente baseada numa análise de desempenho da estrutura às acções horizontais monotonicamente crescentes. As verificações de segurança efectuadas são com base na norma italiana D.M.'87: verificação à compressão, ao corte e à flexão composta no plano para acções estáticas e a verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano. Destas verificações apenas a verificação estática à flexão composta para acções no plano apresenta incoerências em relação ao explicitado na norma sobre o modo de determinação dos coeficientes de redução da resistência. Uma característica importante na modelação, que se verificou na análise do “*Edifício B*”, é o facto do programa dividir a mesma parede por troços quando esta se cruza com paredes segundo a direcção perpendicular. Efectivamente este modo de procedimento parece pouco adequado.

Relativamente ao “*FEDRA*” embora seja um programa de simples utilização e compreensão apresenta metodologias de cálculo discutíveis. Por exemplo na aplicação da mesma força sísmica em ambas as direcções independentemente do período. Tal pode não ser relevante para um edifício regular em planta mas que conduz a resultados muito diferentes para um edifício em que a planta estrutural é bastante irregular. Efectua as verificações à compressão vertical e ao corte com base em esforços determinados a partir das tensões máximas obtidas pelo método de elementos finitos. Apresenta uma vantagem relativamente aos outros programas no modo de determinação da rigidez das paredes que é efectuada pelo M.E.F.. O método de Marcus para o dimensionamento automático das lajes não permite definir a sua orientação.

No “*AEDES-PC.M*” a quantidade de parâmetros a definir relativamente aos outros programas é bastante superior. A modelação embora semelhante ao “*Por 2000*”, não apresenta a divisão de uma parede quando esta é interceptada por outra parede na direcção perpendicular ao seu alinhamento. Efectua as verificações de segurança também pelo D.M.'87 mas para todas as combinações de acções referidas na norma, enquanto que no “*Por 2000*” devem ser definidos os coeficientes de combinações de acções, apresentando apenas os resultados para a combinação mais desfavorável. A rigidez de cada parede é determinada desprezando o contributo das zonas das aberturas.

O “*AEDES-PC.M*” efectua uma análise sísmica estática linear pela norma sísmica italiana anterior à que presentemente se encontra em vigor que se assemelha ao EC8. Efectua uma avaliação do desempenho estrutural da estrutura à acção sísmica pela norma italiana destinada a edifícios existentes. O método aplicado é designado por Método *Por* com algumas particularidades semelhantes à análise “*pushover*”, mas em que a principal diferença é avaliação do comportamento piso a piso.

O “*AEDES-PC.E*” apenas permite efectuar análises sísmicas à estrutura (análise estática linear, dinâmica modal e estática não linear – “*pushover*”) segundo a norma sísmica italiana. Através de um simples comando permite a exportação do modelo da versão “*PC.M*” gerando automaticamente um modelo de barras equivalentes para determinação dos esforços pelo M.E.F..

Da análise do “*Edifício B*” verifica-se que os programas apresentam no seu dimensionamento diferentes capacidades estruturais para o mesmo edifício, quer seja para acções permanentes como para a acção sísmica. Este facto deve-se em primeiro lugar à modelação da estrutura para efectuar o dimensionamento, o “*Por 2000*” e “*AEDES*” apresentam uma modelação diferente do “*FEDRA*” que analisa a estrutura pelo M.E.F., modelando-a em elementos de estado plano de tensão. No “*Por 2000*” e “*AEDES-PC.M*” a modelação da estrutura é em elementos de viga equivalentes, em que nas verificações consideram-se as secções planas sendo válido o princípio de sobreposição dos efeitos, não considerando o efeito da deformação das paredes na determinação dos esforços. No “*AEDES-PC.E*”, como já foi referido anteriormente, a modelação é também efectuada por elementos de viga mas onde os esforços são determinados através do M.E.F.. As normas pelos quais o “*Por 2000*” e “*AEDES-PC.M*”, em algumas das verificações estáticas, são as mesmas mas conduzem a resultados diferentes uma vez que o modo de distribuição das acções, coeficientes de combinação de acções, e outras considerações adoptadas pelos programas são diferentes.

Da análise do “*Edifício B*” para acções estáticas variáveis a diferença entre programas obtida (“*Por 2000*” -  $52 \text{ kN/m}^2$  e “*AEDES-PC.M*” -  $28 \text{ kN/m}^2$ ) é de 46% o que é muito significativo. Enquanto que no programa “*FEDRA*” a acção vertical máxima suportável é de apenas  $7 \text{ kN/m}^2$  apresentando acima deste valor problemas de tensões de corte elevadas na zona de maior concentração de acções (zona de aberturas).

Relativamente à acção sísmica, o valor máximo de aceleração sísmica suportada pela estrutura para que apresente estabilidade a todos os níveis é muito diferente de programa para programa.

A grande diferença de valores da aceleração sísmica máxima suportada pelo “*Edifício B*” obteve-se na análise sísmica estática linear. Os valores das acelerações máximas mais aproximados foram obtidos na análise sísmica estática não linear pelo programa “*Por 2000*” e “*AEDES-PC.M*” embora não sejam efectuadas pela mesma norma. De salientar que o a análise “*pushover*” realizada no “*AEDES-PC.E*” apresenta algum problema de unidades uma vez que se obtém forças de corte basal máximas excessivamente elevadas, contactando com o representante do programa este problema não foi esclarecido.

As diferenças dos resultados são inaceitáveis e prejudicam a utilização de ferramentas de cálculo automático no dimensionamento de estruturas de alvenaria.

#### *Desenvolvimentos futuros*

Os desenvolvimentos que se consideram importantes a realizar no âmbito deste trabalho são:

- análise de novos programas de cálculo automático de alvenaria estrutural;
- elaboração de um manual de dimensionamento de estruturas em alvenaria resistente (simples, armada e confinada) segundo os novos regulamentos europeus: EC6 e EC8;
- desenvolvimento de uma ferramenta de cálculo automático com uma metodologia clara e adaptável às várias situações de projecto;
- aplicação da ferramenta de cálculo automático a vários exemplos estruturais em alvenaria resistente e aprofundamento da análise por avaliação de desempenho das estruturas.



## **REFERÊNCIAS**

- [1] Drysdale, G. R.; Hamid, A. A.; Baker, R. L.; “*Masonry Structures – Behavior and Design*”. Second Edition, The Masonry Society, Boulder Colorado, 1999.
- [2] Tomazevic, M. - “*Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings*”, Volume I.
- [3] Lourenço, P. B.; “*Dimensionamento de alvenarias estruturais*” - Relatório 99-DEC/E-7, Universidade do Minho, Guimarães, 1999.
- [4] Hipólito, S. de; “*Construções em alvenaria*” - Apontamentos. FEUP. Porto, 2003.
- [5] Eurocode 6 – “*Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures*” EN 1996-1-1.2005 (CEN, Bruxelas, 2005).
- [6] Eurocódigo 8 – “*Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General reules, seismic actions and rules for buildings*”. EN 1998-1:2004 (E): 2004 (CEN, Bruxelas, 2004).
- [7] Lourenço, P. B.; ”*Current Experimental and Numerical issues in Masonry Research*” – “*Sísmica 2004 – 6º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica*”. Guimarães, Universidade do Minho, 2004 – p.119-136
- [8] Rei, J. C. M.; “*Edifícios de pequeno porte em alvenaria resistente: Viabilidade técnico-económica*”. Dissertação de Mestrado, FEUP. Porto, Julho de 1999.
- [9] Gouveia, J.; Melo, F. de; Lourenço, P.; “*Alvenaria estrutural: Aplicação a um caso de estudo*”. Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas. Lisboa, LNEC, 13 a 16 de Dezembro de 2006.

- [10] Lourenço, P. B.; Hipólito, S.; “*PAREDES DE ALVENARIA – Situação Actual e Novas Tecnologias*”. Universidade do Minho (DEC) e Universidade do Porto (FEUP). Porto, 24 de Outubro de 2002.
- [11] D.M. 20/11/1987 – “*Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987 – Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento*”.
- [12] Consórcio de “*Termoarcilla*” [www.termoarcilla.com](http://www.termoarcilla.com)
- [13] Melo, A. C. F. de; “*Desenvolvimentos recentes em blocos de betão leve*”. Seminário sobre paredes de Alvenaria, Eds. P. B. Lourenço e H. Sousa, Universidade do Minho, Guimarães, p. 149 -167 (2002).
- [14] “*Reinforcement for masonry*” Murfor / Bekaert <http://www.bekaert.com/building/>
- [15] Gouveia, P.G.; Lourenço, P.B.; “*Avaliação do comportamento de paredes de alvenaria com blocos de betão leve*” Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas. Lisboa, LNEC, 13 a 16 de Dezembro de 2006.
- [16] Lourenço, P. B.; “*Concepção e projecto para alvenaria*”. Seminário sobre paredes de Alvenaria, Eds. P. B. Lourenço e H. Sousa, Universidade do Minho, Guimarães, p. 77-110 (2002).
- [17] Lourenço, P. B.; “*Aspectos sobre a construção em alvenaria estrutural*”. Congresso Nacional da Engenharia de Estruturas, LNEC, p. 449 -458 (2002).
- [18] Blocos “*SPLIT*” <http://www.presdouro.pt/arquitectura/familias/fsplit.htm>
- [19] Lourenço, P. B.; “*Analysis of masonry load bearing wall buildings*”. Evaluación y Rehabilitación de Edificios, Eds. P. Roca, Cimne, Barcelona, p. 133-147 (2002).

- [20] Oliveira, P. R. A; “*Exemplos de utilização de alvenaria estrutural*”. Relatório de projecto individual da Licenciatura em Engenharia Civil, Universidade do Minho. Guimarães, Novembro de 1999.
- [21] “*Por 2000*” – [www.newsoft-eng.it/POR\\_page05.htm](http://www.newsoft-eng.it/POR_page05.htm)
- [22] “*FEDRA – Masonry design*” – [www.runet-software.com/FEDRA.htm](http://www.runet-software.com/FEDRA.htm)
- [23] “*AEDES – Sistema di Analisi Strutturale per Edifici Esistenti: PC.M – Progettazione di Costruzioni in Muratura; PC.E – Programma per il Calcolo agli Elementi Finiti*” - [www.aedes.it](http://www.aedes.it)
- [24] *Ordinanza 3274/2003 – “Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l’adeguamento sismico degli edifici”*.
- [25] D.M. 1996 – “*Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996 – Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*”.
- [26] Manual de utilizador “*Por 2000 v.5*”
- [27] Tubi, N.; “*La realizzazione di murature in laterizio*”. Itália 1993.
- [28] Eurocódigo 1, “*Bases de Projecto e de Acções em Estruturas – Parte 1.1: Acções gerais. Pesos específicos, pesos próprios, e sobrecargas de utilização em edificios*” ENV 1996-1-1: 2002 (CEN, Bruxelas, 2002).
- [29] *Circolare nº 21745 – 30 Luglio 1981, Ministero dei Lavori Pubblici Presidenza del Consiglio Superior Servizio Tecnico Centrale*.
- [30] Eurocódigo 6, “*Projecto de Estruturas e Alvenaria – Parte 1.1: Regras gerais para edificios – regras para alvenaria armada e simples*”. ENV 1996-1-1: 1995 (CEN, Bruxelas, 1995).



- [31] Eurocódigo 2, “*Projecto de Estruturas de Betão – Parte I*” ENV 1992-1-1: 1991(CEN, Bruxelas, 1991).
- [32] Eurocódigo 5, “*Projecto de Estruturas de Madeira – Parte 1.1 Regras gerais e regras para edifícios*” ENV 1995-1-1: 1998(CEN, Bruxelas, 1998).
- [33] Montoya, P. J.; Meseguer, A. G.; Cabre, F. M. - “*Hormigon Armado*” – Volume I , pág. 521. Barcelona.
- [34] Manual de utilizador “*AEDES-PC.M*”.
- [35] Pugi, F.; “*Aedes – Edifici in Muratura e nuova normativa Sismica – l’Analisi Pushover come evoluzione del Metodo Por*”. Itália 2006.
- [36] Pugi, F.; “*Aedes 2000 – Progettazione di Costruzioni in Muratura – La Teoria*”. Itália 2000.
- [37] Manual de utilizador do programa “*AEDES-PC.E*”.
- [38] Barigozzi, F.; “*Confronto fra diversi metodi di analisi di strutture in murature in zona sismica: il caso I.P.S.S.A.R. “Orio Vergani” succ.le “Varano” sito in Ferrara*”. Tesi de Laurea, Università degli studi di Ferrara, Facoltà de Ingegneria, 2006.
- [39] Terremoto in Umbria e Marche del 1997 - “*CRITERI DI CALCOLO PER LA PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI. Verifiche sismiche ed esempi per l’applicazione delle direttive tecniche D.G.R. Umbria 5180/98 e D.G.R. Marche 2153/98 in attuazione l.61/98*”.

## ANEXOS

### Anexo 1

Neste anexo apresenta-se informação extra sobre as características das barras que representam as paredes resistentes no modelo de elementos finitos criado pelo programa “PC.E”. A tabela “Dati Asti” ilustrada na Figura 89, inclui as características das barras que são automaticamente preenchidas após a exportação do modelo estrutural gerado na versão “PC.M” para o “PC.E”, a seguir definidas:

- “N° nodo *i* (iniziale)” – número do nó extremo direito da barra;
- “N° nodo *j* (finale)” – número do nó extremo esquerdo da barra;
- “Vincolo interno” – ligação interna do nó *i* com referência aos eixos locais, continua (0) ou sem ligação (1);
- “Vincolo interno” – ligação interna do nó *j* com referência aos eixos locais, contínua (0) ou sem ligação (1);
- “Grado d’inc. *i*, *xy* ( $\varnothing_z$  in *i*)” – grau de encastramento no nó *i* segundo o eixo *Z*;
- “*i*, *xy* ( $\varnothing_z$  in *j*)” – grau de encastramento no nó *j* segundo o eixo *Z*;
- “*i*, *xz* ( $\varnothing_y$  in *i*)” – grau de encastramento no nó *i* segundo o eixo *Y*;
- “*i*, *xz* ( $\varnothing_y$  in *j*)” – grau de encastramento no nó *j* segundo o eixo *Y*;
- “N° Sez.” – número de secções da barra (se a secção for constante = 1);
- “Angolo di rotazione (°)” – ângulo de rotação em relação aos eixos principais;
- “Scost. *y* nodo *i*” – distância do nó *i* em relação ao eixo local *Y*;
- “Scost. *y* nodo *j*” – distância do nó *j* em relação ao eixo local *Y*;
- “Scost. *z* nodo *i*” – distância do nó *i* em relação ao eixo local *Z*;
- “Scost. *z* nodo *j*” – distância do nó *j* em relação ao eixo local *Z*;
- “Pendenza sommità %” – inclinação do topo em %;
- “*K Winkler*” – coeficiente de *Winkler*;
- “%*K elast. (an. Lineare)*” – percentagem de rigidez elástica a utilizar na análise linear (100% não se considera a fendilhação da parede);
- “Lungh. (*m*)” – comprimento da barra;
- “Rigidità *i*, *xy* (*m*)” – rigidez do nó *i* segundo o plano *XY*;

- “ $j, xy (m)$ ” – rigidez do nó  $j$  segundo o plano  $XY$ ;
- “ $i, xz (m)$ ” – rigidez do nó  $i$  segundo o plano  $XZ$ ;
- “ $j, xz (m)$ ” – rigidez do nó  $j$  segundo o plano  $XZ$ ;
- “*Lungh. def. xy (m)*” – comprimento da barra deformável segundo o plano  $XY$ ;
- “ $xz (m)$ ” – comprimento da barra deformável segundo o plano  $XZ$ ;
- “*Infin. rigida*” – barra infinitamente rígida;
- “ $Spo (kgf/cm^2)$ ” – tensão de pré-compressão horizontal;
- “ $Spv (kgf/cm^2)$ ” – tensão de pré-compressão vertical;
- “*Nº Mat.*” – número do material que constitui a barra;
- “*Mur. nuova*” – alvenaria nova;
- “*Malta buona*” – argamassa boa;
- “*Connessione trasversale*” – ligação transversal;
- “*Iniezioni di malta*” – melhoramento da argamassa;
- “*Intonaco armato*” – reboco armado;
- “ $E (kgf/cm^2)$ ” – módulo de elasticidade;
- “ $G$ ” – módulo de distorção;
- “ $f, m$ ” – resistência média de compressão da alvenaria;
- “ $f, vm0/tau 0$ ” – resistência média de compressão vertical da alvenaria\resistência ao corte sob compressão nula;
- “ $f, hm$ ” – resistência média de compressão horizontal da alvenaria;
- “*PressoFL Comp.*” – flexão composta para acções complanares;
- “*PressoFL Ortog.*” – flexão composta para acções fora do plano;
- “*Taglio Scorr.*” – corte por deslizamento.

Dati Aste (30)												
N°	ID	Sub.	Dis.	Verif.	Nome (Tipologia)	Telaio (Allineamento)	Sigla	N°nodo i (iniziale)	N°nodo f (finale)	Vincolo interno $\bar{f}$ (0=continuo; 1=svinc.)	Vincolo interno $\bar{f}$ (0=continuo; 1=svinc.)	Grado d'inc. $\bar{f}, xy$ (phi.z in $\bar{f}$ )
1	1				M.1.1	1X	1X	1	19	0.000000		1.000000
2	2				Z.1.1	1X	1X	2	1	0.000000		1.000000
3	3				Z.1.1	1X	1X	1	3	0.000000		1.000000
4	4				M.3.1	1X	3X	4	20	0.000000		1.000000
5	5				Z.3.1	1X	3X	5	4	0.000000		1.000000
6	6				Z.3.1	1X	3X	4	6	0.000000		1.000000
7	7				M.4.1	2X	4X	7	21	0.000000		1.000000
8	8				Z.4.1	2X	4X	8	7	0.000000		1.000000
9	9				Z.4.1	2X	4X	7	9	0.000000		1.000000
10	10				M.7.1	2X	7X	10	22	0.000000		1.000000
11	11				Z.7.1	2X	7X	11	10	0.000000		1.000000
12	12				Z.7.1	2X	7X	10	12	0.000000		1.000000
13	13				M.8.1	1Y	1Y	13	23	0.000000		1.000000
14	14				Z.8.1	1Y	1Y	14	13	0.000000		1.000000
15	15				Z.8.1	1Y	1Y	13	15	0.000000		1.000000
16	16				M.9.1	2Y	2Y	16	24	0.000000		1.000000
17	17				Z.9.1	2Y	2Y	17	16	0.000000		1.000000
18	18				Z.9.1	2Y	2Y	16	18	0.000000		1.000000
19	19				S.2.1	1X	2X	19	20	0.000000		1.000000
20	20				F.5.1	2X	5X	7	10	0.000000		1.000000
21	21				S.6.1	2X	6X	21	22	0.000000		1.000000
22	22				M.1.2	1X	1X	19	26	0.000000		1.000000
23	23				M.3.2	1X	3X	20	27	0.000000		1.000000
24	24				M.4.2	2X	4X	21	28	0.000000		1.000000
25	25				M.7.2	2X	7X	22	29	0.000000		1.000000
26	26				M.8.2	1Y	1Y	23	30	0.000000		1.000000
27	27				M.9.2	2Y	2Y	24	31	0.000000		1.000000
28	28				S.2.2	1X	2X	26	27	0.000000		1.000000
29	29				F.5.2	2X	5X	21	22	0.000000		1.000000
30	30				S.6.2	2X	6X	28	29	0.000000		1.000000

Dati Aste (30)

N°	$\bar{f}, xy$ (phi.z in $\bar{f}$ )	$\bar{f}, xz$ (phi.y in $\bar{f}$ )	$\bar{f}, yz$ (phi.x in $\bar{f}$ )	N° Sez.	Angolo di rotazione (°)	Scost. y nodo i (m)	Scost. y nodo f (m)	Scost. z nodo i (m)	Scost. z nodo f (m)	Pendenza sommità (%)	K/Winkler (kg/cm <sup>3</sup> )
1	1.000000	1.000000	1.000000	1	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00
2	1.000000	1.000000	1.000000	2	0.00	0.000	0.000	-0.250	-0.250		5.00
3	1.000000	1.000000	1.000000	3	0.00	0.000	0.000	-0.250	-0.250		5.00
4	1.000000	1.000000	1.000000	4	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00
5	1.000000	1.000000	1.000000	5	0.00	0.000	0.000	-0.250	-0.250		5.00
6	1.000000	1.000000	1.000000	6	0.00	0.000	0.000	-0.250	-0.250		5.00
7	1.000000	1.000000	1.000000	7	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00
8	1.000000	1.000000	1.000000	8	0.00	0.000	0.000	-0.250	-0.250		5.00
9	1.000000	1.000000	1.000000	9	0.00	0.000	0.000	-0.250	-0.250		5.00
10	1.000000	1.000000	1.000000	10	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00
11	1.000000	1.000000	1.000000	11	0.00	0.000	0.000	-0.250	-0.250		5.00
12	1.000000	1.000000	1.000000	12	0.00	0.000	0.000	-0.250	-0.250		5.00
13	1.000000	1.000000	1.000000	13	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00
14	1.000000	1.000000	1.000000	14	0.00	0.000	0.000	-0.250	-0.250		5.00
15	1.000000	1.000000	1.000000	15	0.00	0.000	0.000	-0.250	-0.250		5.00
16	1.000000	1.000000	1.000000	16	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00
17	1.000000	1.000000	1.000000	17	0.00	0.000	0.000	-0.250	-0.250		5.00
18	1.000000	1.000000	1.000000	18	0.00	0.000	0.000	-0.250	-0.250		5.00
19	1.000000	1.000000	1.000000	19	0.00	0.000	0.000	-0.500	-0.500		0.00
20	1.000000	1.000000	1.000000	20	0.00	0.000	0.000	0.500	0.500		0.00
21	1.000000	1.000000	1.000000	21	0.00	0.000	0.000	-0.500	-0.500		0.00
22	1.000000	1.000000	1.000000	22	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00
23	1.000000	1.000000	1.000000	23	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00
24	1.000000	1.000000	1.000000	24	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00
25	1.000000	1.000000	1.000000	25	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00
26	1.000000	1.000000	1.000000	26	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00
27	1.000000	1.000000	1.000000	27	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00
28	1.000000	1.000000	1.000000	28	0.00	0.000	0.000	-0.500	-0.500		0.00
29	1.000000	1.000000	1.000000	29	0.00	0.000	0.000	0.500	0.500		0.00
30	1.000000	1.000000	1.000000	30	0.00	0.000	0.000	-0.500	-0.500		0.00

Figura 88 – Definição das características das barras no “PC.E”

<

Figura 89 (cont.) – Definição das características das barras no “PC.E”

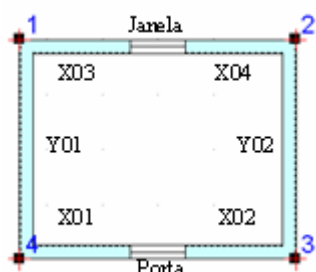
## Anexo 2

Análises adicionais sobre o modo de distribuição das acções verticais da laje pelas paredes resistentes efectuado no “*Por 2000*”.

### A2.1 Esquema estrutural 1

O programa “*Por 2000*” apresenta as lajes assentes em vigas principais que descarregam as cargas da laje para as paredes resistentes (Figura 17, secção 3.1.2). Para simular a laje armada na direcção X definiu-se a orientação das vigas a zero grau e com uma acção permanente uniformemente distribuída de  $10 \text{ kN/m}^2$ . Os valores característicos do esforço normal em cada nível obtido pelo programa “*Por 2000*” são apresentados na Tabela 98.

Tabela 98 – “*Edifício A*”, lajes armadas na direcção X: Esforço normal em cada parede obtido no “*Por 2000*”



PAREDE	N (kN)	
	Nível 1	Nível 2
X01	13.53	4.91
Porta	0.00	0.00
X02	13.53	4.91
X03	13.53	4.91
Janela	0.00	0.00
X04	13.53	4.91
Y01	130.38	68.88
Y02	130.38	68.88
<b>Σ</b>	<b>314.9</b>	<b>157.4</b>

No nível 2 o valor total do esforço normal é obtido pela acção vertical na laje de  $10 \text{ kN/m}^2$  a actuar na respectiva área, que o programa considera a delimitada pelo limite interior das paredes, ou seja,  $4.50 \times 3.50 \text{ m}^2$ .

No nível 1 o valor do esforço normal total é duas vezes superior ao obtido para o nível 2, uma vez que a condição de carregamento no piso é a mesma da cobertura.

Analisando o modo de distribuição das acções verticais ao nível da laje de cobertura (nível 2), se na direcção X (paredes de contraventamento) o comprimento de influência para cada um dos troços contínuos (X01 e X02) for o comprimento do

respectivo troço mais metade do comprimento da abertura ( $2 + 1/2 = 2.5 \text{ m}$ ), uma vez que na zona de aberturas o programa apresenta um esforço normal nulo, a largura de influência das paredes na direcção X é aproximadamente de  $0.20 \text{ m}$  ( $\frac{4.91}{2.50 \times 10.00} = 0.20 \text{ m}$ ).

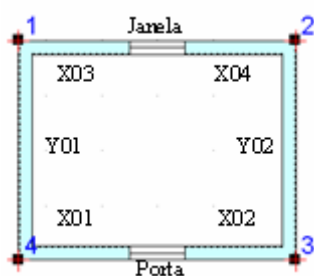
Assim, as paredes resistentes (Y01 e Y02) terão um comprimento de influência de  $3.10 \text{ m}$  ( $3.50 - 2 \times 0.20 = 3.10 \text{ m}$ ) e uma largura de  $2.25 \text{ m}$  ( $\frac{68.88}{3.10 \times 10.00} = 2.22 \text{ m}$ ), que corresponde a metade do comprimento da laje ( $4.50 / 2 = 2.25 \text{ m}$ ).

Para confirmar estes valores e conclusões do modo de distribuição das acções verticais efectuadas pelo programa, colocou-se a laje a descarregar na direcção Y, ou seja, paredes resistentes na direcção X e na direcção Y paredes de contraventamento.

## A2.2 Esquema estrutural 2

A Tabela 99 apresenta os resultados obtidos em termos de esforços normais, quando as paredes segundo X são as resistentes e na direcção Y as paredes são de contraventamento, devido a uma acção vertical uniformemente distribuída na laje de  $10 \text{ kN/m}^2$ .

**Tabela 99 – “Edifício A”, lajes armadas na direcção Y: Esforço normal em cada parede obtido no “Por 2000”**



PAREDE	N (kN)	
	Nível 1	Nível 2
X01	65.19	34.44
X02	65.19	34.44
X03	65.19	34.44
X04	65.19	34.44
Y01	27.07	9.84
Y02	27.07	9.84
<b>Σ</b>	<b>314.90</b>	<b>157.40</b>

O valor do esforço normal total, em cada nível, é igual ao obtido no caso anterior, confirmando que a área de laje considerada pelo programa é de  $15.75 \text{ m}^2$ .

Em relação à área de influência das paredes de contraventamento, se o procedimento for análogo ao do caso anterior a largura de influência para paredes é de  $0.25\text{ m} \left( \frac{9.84}{4.00 \times 10.00} = 0.25\text{ m} \right)$ , diferente de  $0.20\text{ m}$ .

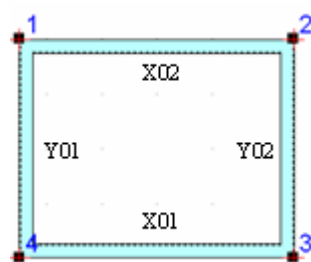
È de salientar que esforço total em cada parede na direcção X é igual ao esforço normal no caso anterior (Tabela 98), para cada uma das paredes na direcção Y ( $2 \times 34.44 = 68.88\text{ kN}$ ).

Para uma melhor compreensão da influência da presença de aberturas na distribuição das cargas verticais efectuou-se uma análise do mesmo edifício mas sem aberturas.

### A2.3 Esquema estrutural 3

Para o caso das paredes serem totalmente contínuas em ambas as direcções, ou seja, se não existirem aberturas no edifício, e a lajes armadas na direcção Y, os valores obtidos para o esforço normal, são apresentados na Tabela 100, devido às acções verticais de  $10\text{ kN/m}^2$  na laje.

**Tabela 100 – “Edifício A”, lajes armadas na direcção Y e sem aberturas: Esforço normal em cada parede obtido no “Por 2000”**



Parede	N (kN)	
	Nível 1	Nível 2
X01	135.60	70.85
X02	135.60	70.85
Y01	21.85	7.86
Y02	21.85	7.86
<b>Σ</b>	<b>314.90</b>	<b>157.40</b>

As paredes de contraventamento apresentam um esforço normal no nível 2 de  $7.86\text{ kN}$ , se o comprimento de influência for de  $4.00\text{ m}$  (comprimento total da parede) a largura de influência será de  $0.20\text{ m} \left( \frac{7.86\text{ kN}}{4.00\text{ m} \times 10.00\text{ kN/m}^2} = 0.20\text{ m} \right)$  o que está de acordo com o



inicialmente considerado. Portanto a largura de influência das paredes resistentes (direcção X) será aproximadamente  $1.75 \text{ m} \left( \frac{70.85 \text{ kN}}{4.10 \text{ m} \times 10.00 \text{ kN/m}^2} = 1.73 \text{ m} \right)$ .

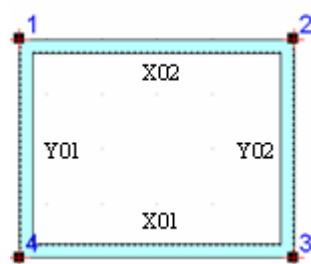
Conclui-se que os valores para a laje armada na direcção Y são diferentes dos obtidos para a laje armada na direcção X devido apenas à existência de aberturas.

Para verificar se a existência de aberturas influencia no caso em que estas são paredes de contraventamento, procedeu-se à análise do edifício com as lajes armadas na direcção X mas sem aberturas.

#### A2.4 Esquema estrutural 4

Os valores obtidos para o esforço normal devido às acções verticais introduzidas pelas lajes ( $10 \text{ kN/m}^2$ ) são apresentados na Tabela 101, para o caso das paredes serem totalmente contínuas em ambas as direcções (sem aberturas) e a lajes armadas na direcção X.

**Tabela 101 – “Edifício A”, lajes armadas na direcção X e sem aberturas: Esforço normal em cada parede obtido no “Por 2000”**



Parede	N (kN)	
	Nível 1	Nível 2
X01	27.31	9.84
X02	27.31	9.84
Y01	130.13	68.88
Y02	130.13	68.88
<b>Σ</b>	<b>314.9</b>	<b>157.4</b>

As paredes segundo a direcção X, quando não apresentam aberturas, o valor de esforço normal que as solicita resulta da soma das componentes do esforço normal nesse alinhamento no caso de apresentarem aberturas. Na direcção Y os valores de esforço normal são iguais para ambas as situações. Portanto as aberturas quando pertencem a paredes de contraventamento não exercem qualquer tipo de influência na forma de distribuição das acções verticais.

### Anexo 3

Neste anexo apresenta-se a determinação das forças estáticas equivalentes, a que o “*Edifício A*” está submetido quando a aceleração do solo é de  $0.08g$ , através de dois métodos de análise estática linear.

#### A3.1 Análise estática modal

Considerando uma modelação do edifício em estudo, “*Edifício A*”, através de barras de rigidez equivalente ligadas no topo por uma laje infinitamente rígida efectuou-se uma análise modal estática (Figura 90).

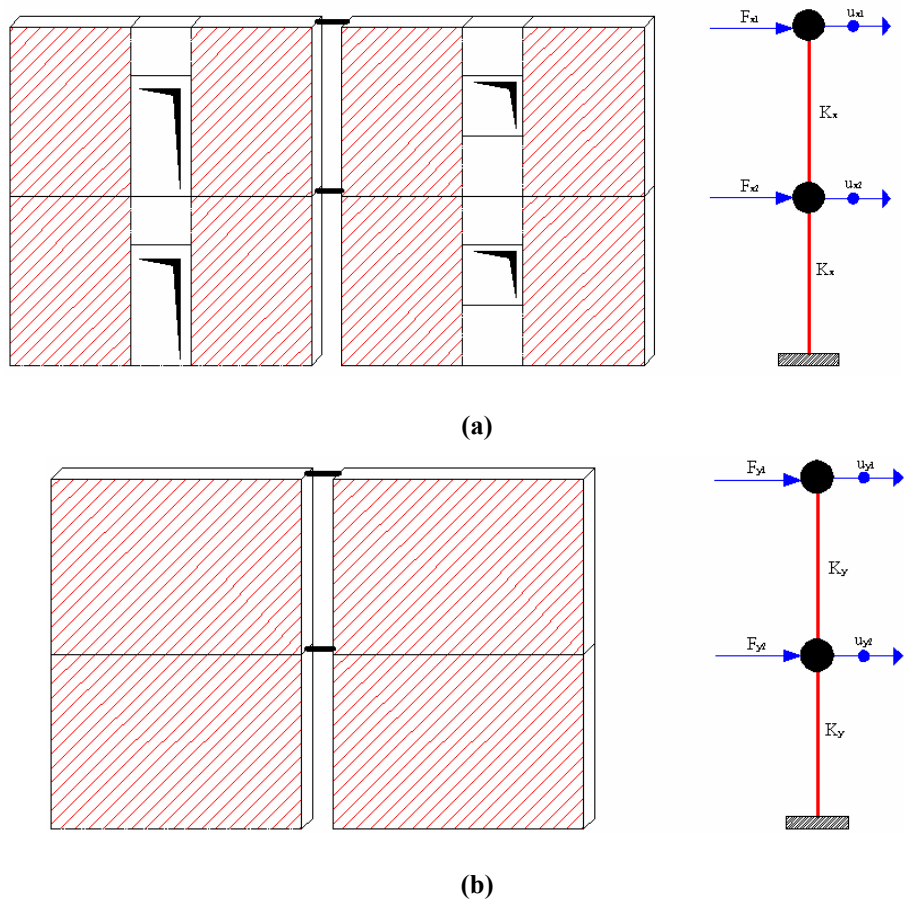


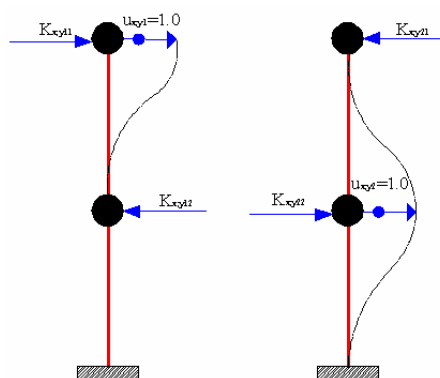
Figura 90 – Esquema adoptado na análise modal do “*Edifício A*”: (a) Direcção X e (b) Direcção Y

A determinação da matriz de rigidez é obtida aplicando a cada grau de liberdade um deslocamento unitário. Na Figura 91 são exemplificadas as reacções quando se impõe um deslocamento unitário. As matrizes de rigidez para cada direcção valem:

$$K_x = \begin{bmatrix} 720046.08 & -720046.08 \\ -720046.08 & 1440092.17 \end{bmatrix} kN / m$$

*Nota:* Salienta-se que na direcção X se utiliza  $h = 2.80 \text{ m}$  e não uma altura efectiva, desprezando a presença das aberturas.

$$K_y = \begin{bmatrix} 1023331.96 & -1023331.96 \\ -1023331.96 & 2046663.92 \end{bmatrix} kN / m$$



**Figura 91 – Reacções por imposição de deslocamentos unitários segundo os graus de liberdade**

Neste exemplo considera-se a massa concentrada ao nível dos pisos, para a cobertura a massa considerada é a acção vertical da laje e metade do peso próprio das paredes abaixo desse nível e no primeiro piso é a acção vertical na laje mais o peso próprio das paredes. A matriz de massa para ambas as direcções vale:

$$M = \begin{bmatrix} 28.14 & 0 \\ 0 & 40.21 \end{bmatrix} t$$

As frequências próprias de vibração são determinadas através da condição expressa na Equação (66) (secção 7.2.2.1). Resolvendo o sistema de equações as frequências do primeiro modo de vibração valem: direcção X – (14.84 Hz); direcção Y – (17.69 Hz); e para o segundo modo de vibração: direcção X – (36.54 Hz); direcção Y – (43.56 Hz).

Os modos de vibração  $\Phi_n$  são obtidos através da Equação (76), massas generalizadas pela Equação (77), o factor de participação modal  $L_n$  pela Equação (78) deslocamentos modais pela Equação (79) e, finalmente, as forças modais por piso através da Equação (80). Os resultados são sintetizados na Tabela 102.

$$(\underline{K} - \omega_n^2 \underline{M}) \Phi_n = 0 \quad (76)$$

$$M_n = \Phi_n^T \underline{M} \Phi_n \quad (77)$$

$$L_n = \Phi_n^T \underline{M} \{1\} \quad (78)$$

$$\underline{u}_n = \Phi_n \left( \frac{L_n}{M_n} \times \frac{S_a}{\omega_n^2} \right) \quad (79)$$

$$\underline{F}_n = \underline{K} \underline{u}_n \quad (80)$$

A aceleração de projecto, ( $S_a$ ), foi determinada considerando o espectro de resposta do Solo A com os seguintes períodos:  $T_B = 0.16$ ;  $T_C = 0.40$ s e  $T_D = 2.40$ s. Como os períodos são inferiores a  $T_B$  a Equação, para a determinação das acelerações a que a estrutura está submetida quando o a aceleração do solo é de 0.08g, é a seguinte:

$$S_a(T) = a_g \times S \times \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (81)$$

Tabela 102 – Determinação das forças modais devido à acção sísmica ( $a_g = 0.08g$ ) em cada piso pelo Método da Sobreposição Modal

Direcção	$\Phi_n$		$M_n$		$L_n$		$T$ (s)		$S_a$ (T)	
	1ºmodo	2ºmodo	1ºmodo	2ºmodo	1ºmodo	2ºmodo	1ºmodo	2ºmodo	1ºmodo	2ºmodo
X	1.00	-0.94	45.66	65.08	54.68	13.76	0.067	0.027	0.92	0.68
	0.66	1.00								
Y	1.00	-0.94	45.66	65.08	54.68	13.76	0.057	0.023	0.86	0.67
	0.66	1.00								

Direcção	$y_n$ (m)		$u_n$ (m)		$E_n$ (kN)		$F_{máx.}$ (kN)	Corte basal (kN)
	1ºmodo	2ºmodo	1ºmodo	2ºmodo	1ºmodo	2ºmodo		
X	1.167E-04	2.849E-06	1.167E-04	-2.764E-06	28.57	-4.04	24.53	57.51
			7.702E-05	2.849E-06	26.89	6.09	32.98	
Y	8.336E-05	1.891E-06	8.336E-05	-1.778E-06	29.01	-3.75	29.25	57.12
			5.502E-05	1.891E-06	27.29	5.66	27.87	

Pode-se constatar que os períodos do primeiro modo de vibração para ambas as direcções principais do edifício são muito aproximados, uma vez que a rigidez é semelhante. O segundo modo de vibração já não é tão significativo, o seu contributo para a resposta global da estrutura é pouco importante. O que significa que o comportamento da estrutura é influenciado praticamente pelo primeiro modo de vibração.

### A3.2 Método de Rayleigh

O Método de Rayleigh é um outro método para a determinação das acções horizontais que actuam na estrutura sob o efeito de um sismo que apenas considera o primeiro modo de vibração, conduzindo a resultados aceitáveis se os restantes modos de vibração não forem importantes para o comportamento da estrutura.

Aplica-se ao nível de cada piso as respectivas forças mássicas horizontalmente e, considerando o comportamento elástico da estrutura, determina-se os deslocamentos, segundo os graus de liberdade de translação horizontal, induzidos pela acção das forças.

$$\underline{K} \underline{d} = \underline{F} \quad (82)$$

$$w = \sqrt{g \frac{\sum F_i d_i}{\sum F_i d_i^2}} \quad (83)$$

$$F_i = \frac{S_a}{g} w^2 m_i d_i \quad (84)$$

**Tabela 103 – Determinação das forças devido à acção sísmica ( $a_g = 0.08g$ ) em cada piso pelo Método de Rayleigh**

Direcção	$d_i$	$w$ (rad/s)	$f$ (Hz)	$T$ (s)	$S_a$ (m/s <sup>2</sup> )	$F_i$ (kN)	Corte basal (kN)
<b>X</b>	0.0013	94.39	15.02	0.067	0.924	30.99	61.36
	0.0009					30.37	
<b>Y</b>	0.0009	111.10	17.68	0.057	0.866	27.60	58.27
	0.0007					30.67	

O Método de Rayleigh apenas considera o primeiro modo de vibração, sendo assim, comparando as forças de corte basal obtidas com as do primeiro modo de vibração pelo M.S.M. verifica-se que são aproximadas mas superiores, diferenças de 3.85 *kN* para a direcção X e 1.15 *kN* para a direcção Y.

## Anexo 4

Neste anexo apresentam-se tabelas complementares com os resultados das verificações de segurança efectuadas no “*AEDES-PC.M*”.

### A4.1 Verificação estática à compressão

Na Tabela 104 apresentam-se os resultados da verificação estática à compressão para o Nível 1, obtidos no “*AEDES-PC.M*”.

Tabela 104 – “*Edifício A*”, Nível 1: Resultados da verificação estática à compressão obtidos no “*AEDES-PC.M*”

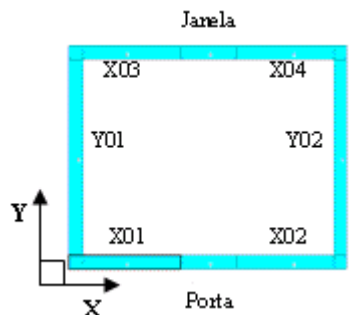
PAREDE	Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)		M <sub>Sd</sub> (kN.m)	
		I	II	I	II
X01	Inter.	165.22	165.22	2.21	2.94
X02	Inter.	165.22	165.22	2.21	2.94
X03	Inter.	172.72	172.72	2.21	2.94
X04	Inter.	172.72	172.72	2.21	2.94
Y01	Inter.	200.75	200.75	4.41	5.88
Y02	Inter.	200.75	200.75	4.41	5.88

PAREDE	Secção	e <sub>s</sub> (cm)	e <sub>a</sub> (cm)	e <sub>v</sub> (cm)		e <sub>2</sub> (cm)		Φ		σ <sub>sd</sub> (kPa)		σ <sub>Rd</sub> (kPa)	
				I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
X01	Inter.	0.55	1.40	1.73	1.78	2.58	3.03	0.54	0.51	611	653	1667	
X02	Inter.	0.55	1.40	1.73	1.78	2.58	3.03	0.54	0.51	611	653		
X03	Inter.	0.52	1.40	1.28	1.70	2.50	2.92	0.55	0.51	632	672		
X04	Inter.	0.52	1.40	1.28	1.70	2.50	2.92	0.55	0.51	632	672		
Y01	Inter.	0.49	1.40	2.20	2.93	3.39	4.12	0.48	0.42	419	475		
Y02	Inter.	0.49	1.40	2.20	2.93	3.39	4.12	0.48	0.42	419	475		

## A4.2 Verificação estática à flexão composta para acções no plano

Na Tabela 105 apresentam-se os resultados da verificação estática à flexão composta para acções no plano obtidos no “*AEDES-PC.M*”.

Tabela 105 – “*Edifício A*”, Nível 1: Resultados da verificação estática à flexão composta para acções no plano obtidos no “*AEDES-PC.M*”



PAREDE	Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)		
		M <sub>Sd</sub> (kN.m)		
		I	II	III
X01	Base	186.22 16.08	186.22 21.44	124.14 21.44
X02	Base	186.22 16.08	186.22 21.44	124.14 21.44
X03	Base	193.72 16.20	193.72 21.60	129.14 21.60
X04	Base	193.72 16.20	193.72 21.60	129.14 21.60
Y01	Base	242.75 38.50	242.75 51.34	161.84 51.34
Y02	Base	242.75 38.50	242.75 51.34	161.84 51.34

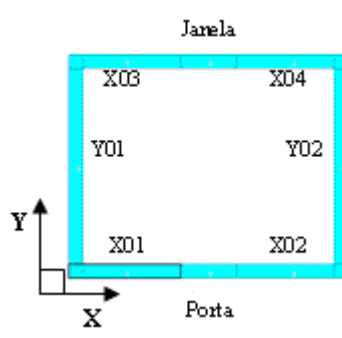
PAREDE	e <sub>t</sub> (cm)	e <sub>l</sub> (cm)			Φ <sub>t</sub>	Φ <sub>l</sub>			σ <sub>Sd</sub> (kPa)			σ <sub>Rd</sub> (kPa)		
		I	II	III		I	II	III	I	II	III	I	II	III
X01	1.40	8.63	11.51	17.27	0.66	0.87	0.82	0.73	654	690	514			
X02	1.40	8.63	11.51	17.27	0.66	0.87	0.82	0.73	654	690	514			
X03	1.40	8.36	11.15	16.73	0.66	0.87	0.83	0.74	678	713	531			
X04	1.40	8.36	11.15	16.73	0.66	0.87	0.83	0.74	678	713	531			
Y01	1.40	15.86	21.15	31.72	0.66	0.88	0.84	0.75	421	442	327			
Y02	1.40	15.86	21.15	31.72	0.66	0.88	0.84	0.75	421	442	327			



## A4.3 Verificação estática ao corte

Na Tabela 106 apresentam-se os resultados da verificação estática ao corte para o Nível 1, obtidos no “*AEDES-PC.M*”.

Tabela 106 – “*Edifício A*”, Nível 1: Resultados da verificação estática ao corte obtidos no “*AEDES-PC.M*”



PAREDE	N <sub>Sd</sub> (kN)			T <sub>Sd</sub> (kN)			M <sub>Sd</sub> (kN.m)		
	I	II	III	I	II	III	I	II	III
X01	144.22	144.22	96.14						
	11.48	15.31	15.31						
	16.08	21.44	21.44						
X02	144.22	144.22	96.14						
	11.48	15.31	15.31						
	16.08	21.44	21.44						
X03	151.72	151.72	101.14						
	11.57	15.43	15.43						
	16.20	21.60	21.60						
X04	151.72	151.72	101.14						
	11.57	15.43	15.43						
	16.20	21.60	21.60						
Y01	158.75	158.75	105.84						
	27.50	36.67	36.67						
	38.50	51.34	51.34						
Y02	158.75	158.75	105.84						
	27.50	36.67	36.67						
	38.50	51.34	51.34						

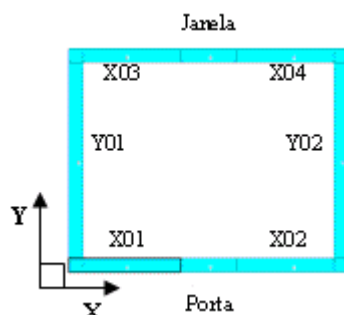
  

PAREDE	β	e <sub>i</sub> (cm)			τ <sub>Sd</sub> (kPa)			τ <sub>Rd</sub> (kPa)		
		I	II	III	I	II	III	I	II	III
X01	1.00	16.08	21.44	21.44	23	31	31	88	88	76
X02		16.08	21.44	21.44	23	31	31	88	88	76
X03		10.68	14.24	21.36	23	31	31	90	90	77
X04		10.68	14.24	21.36	23	31	31	90	90	77
Y01		24.25	32.34	48.51	28	37	37	71	71	64
Y02		24.25	32.34	48.51	28	37	37	71	71	64

#### A4.4 Verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano

Os resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano no Nível 1 obtidos no “*AEDES-PC.M*” são apresentados na Tabela 107.

**Tabela 107 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano obtidos no “*AEDES-PC.M*”**



PAREDE	Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)	
		M <sub>Sd</sub> (kN.m)	
		I	II
X01	Inter.	154.20 1.37	110.14 1.37
X02	Inter.	154.20 1.37	110.14 1.37
X03	Inter.	161.20 1.37	115.14 1.37
X04	Inter.	161.20 1.37	115.14 1.37
Y01	Inter.	187.37 2.74	133.84 2.74
Y02	Inter.	187.37 2.74	133.84 2.74

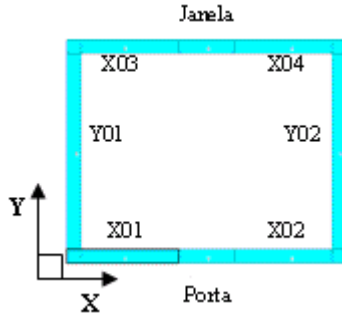
  

PAREDE	e <sub>s</sub> (cm)	e <sub>a</sub> (cm)	e <sub>sism.</sub> (cm)		e <sub>t</sub> (cm)		Φ <sub>t</sub>		σ <sub>Sd</sub> (kPa)		σ <sub>Rd</sub> (kPa)
			I	II	I	II	I	II	I	II	
X01	0.55	1.40	0.89	1.25	2.14	2.49	0.57	0.55	537	403	1667
X02	0.55	1.40	0.89	1.25	2.14	2.49	0.57	0.55	537	403	
X03	0.52	1.40	0.85	1.19	2.07	2.41	0.58	0.55	556	416	
X04	0.52	1.40	0.85	1.19	2.07	2.41	0.58	0.55	556	416	
Y01	0.49	1.40	1.46	2.05	2.65	3.24	0.53	0.49	350	273	
Y02	0.49	1.40	1.46	2.05	2.65	3.24	0.53	0.49	350	273	

## A4.5 Verificação sísmica ao corte

Na Tabela 108 e na Tabela 109 apresentam-se os resultados da verificação sísmica ao corte realizada no “*AEDES-PC.M*” para o Nível 1 na direcção X e Y respectivamente.

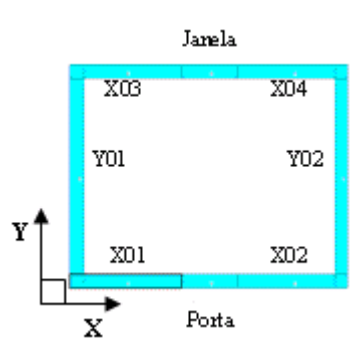
Tabela 108 – “*Edifício A*”, Nível 1: Resultados da verificação ao corte por efeito da acção sísmica segundo X obtidos no “*AEDES-PC.M*”



PAREDE	Secção	$N_{Sd}$ (kN)		$T_{Sd}$ (kN)	$M_{Sd}$ (kN.m)	$K_x$ (kN/m)	$d$ (mm)
		$T_{Sd}$ (kN)					
		I	II				
X01	Topo	134.60	96.14			180012	0.14
		24.82	24.82				
		34.75	34.75				
X02	Topo	134.60	96.14			180012	0.14
		24.82	24.82				
		34.75	34.75				
X03	Topo	141.60	101.14			180012	0.14
		25.00	25.00				
		35.00	35.00				
X04	Topo	141.60	101.14			180012	0.14
		25.00	25.00				
		35.00	35.00				
Y01	Topo	148.17	105.84			0	0
		0.00	0.00				
		0.00	0.00				
Y02	Topo	148.17	105.84			0	0
		0.00	0.00				
		0.00	0.00				

PAREDE	$\beta$		$e_i$ (cm)		$\tau_{Sd}$ (kPa)		$\tau_{vd}$ (kPa)		$V_{Rd}$ (kN)	
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
X01	1.000	0.958	25.82	36.14	50	52	86	76	42.95	36.23
X02	1.000	0.958	25.82	36.14	50	52	86	76	42.95	36.23
X03	1.000	0.981	24.72	34.61	50	51	88	77	43.88	37.75
X04	1.000	0.981	24.72	34.61	50	51	88	77	43.88	37.75
Y01	1.000	1.000	0.00	0.00	0	0	70	64	-	-
Y02	1.000	1.000	0.00	0.00	0	0	70	64	-	-

Tabela 109 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação ao corte por efeito da acção sísmica segundo Y obtidos no “AEDES-PC.M”



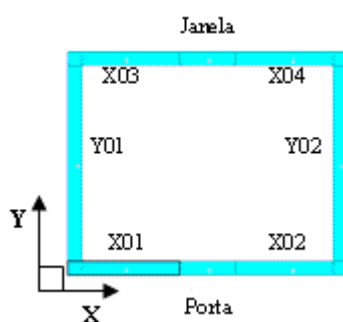
PAREDE	Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)		K <sub>y</sub> (kN/m)	d (mm)
		T <sub>Sd</sub> (kN)			
		M <sub>Sd</sub> (kN.m)			
		I	II		
X01	Topo	134.60	96.14		
		0.00	0.00	0	0
		0.00	0.00		
X02	Topo	134.60	96.14		
		0.00	0.00	0	0
		0.00	0.00		
X03	Topo	141.60	101.14		
		0.00	0.00	0	0
		0.00	0.00		
X04	Topo	141.60	101.14		
		0.00	0.00	0	0
		0.00	0.00		
Y01	Topo	148.17	105.84		
		49.82	49.82	511666	0.10
		69.75	69.75		
Y02	Topo	148.17	105.84		
		49.82	49.82	511666	0.10
		69.75	69.75		

PAREDE	β		e <sub>l</sub> (cm)		τ <sub>Sd</sub> (kPa)		τ <sub>vd</sub> (kPa)		V <sub>Rd</sub> (kN)	
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
X01	1.000	1.000	0.00	0.00	0	0	86	76	-	-
X02	1.000	1.000	0.00	0.00	0	0	86	76	-	-
X03	1.000	1.000	0.00	0.00	0	0	88	77	-	-
X04	1.000	1.000	0.00	0.00	0	0	88	77	-	-
Y01	1.000	1.000	47.08	65.91	50	50	70	64	69.76	64.11
Y02	1.000	1.000	47.08	65.91	50	50	70	64	69.76	64.11

## A4.6 Verificação sísmica à flexão composta para acções no plano

Os resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano no Nível 1 são apresentados na Tabela 110 e na Tabela 111 quando as forças sísmicas actuam, respectivamente, na direcção X e na direcção Y.

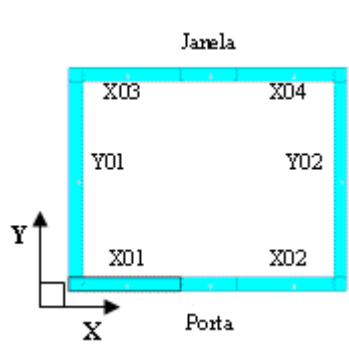
Tabela 110 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo X obtidos no “AEDES-PC.M”



PAREDE	Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)	
		M <sub>Sd</sub> (kN.m)	
		I	II
X01	Base	173.80	124.14
		34.75	34.75
X02	Base	173.80	124.14
		34.75	34.75
X03	Base	180.80	129.14
		35.00	35.00
X04	Base	180.80	129.14
		35.00	35.00
Y01	Base	226.57	161.84
		0.00	0.00
Y02	Base	226.57	161.84
		0.00	0.00

PAREDE	e <sub>t</sub> (cm)		e <sub>l</sub> (cm)		Φ <sub>t</sub>		Φ <sub>l</sub>		σ <sub>Sd</sub> (kPa)		σ <sub>Rd</sub> (kPa)
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	
X01	1.40	1.40	19.99	27.99	0.66	0.66	0.71	0.64	744	592	1667
X02	1.40	1.40	19.99	27.99	0.66	0.66	0.71	0.64	744	592	1667
X03	1.40	1.40	19.36	27.10	0.66	0.66	0.72	0.65	768	608	1667
X04	1.40	1.40	19.36	27.10	0.66	0.66	0.72	0.65	768	608	1667
Y01	1.40	1.40	0.00	0.00	0.66	0.66	1.00	1.00	345	246	1667
Y02	1.40	1.40	0.00	0.00	0.66	0.66	1.00	1.00	345	246	1667

Tabela 111 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo Y obtidos no “AEDES-PC.M”



PAREDE	Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)	
		M <sub>Sd</sub> (kN.m)	
		I	II
X01	Base	173.80 0.00	124.14 0.00
X02	Base	173.80 0.00	124.14 0.00
X03	Base	180.80 0.00	129.14 0.00
X04	Base	180.80 0.00	129.14 0.00
Y01	Base	226.57 69.75	161.84 69.75
Y02	Base	226.57 69.75	161.84 69.75

PAREDE	e <sub>t</sub> (cm)		e <sub>l</sub> (cm)		Φ <sub>t</sub>		Φ <sub>l</sub>		σ <sub>Sd</sub> (kPa)		σ <sub>Rd</sub> (kPa)
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	
X01	1.40	1.40	0.00	0.00	0.66	0.66	1.00	1.00	529	378	1667
X02	1.40	1.40	0.00	0.00	0.66	0.66	1.00	1.00	529	378	1667
X03	1.40	1.40	0.00	0.00	0.66	0.66	1.00	1.00	550	393	1667
X04	1.40	1.40	0.00	0.00	0.66	0.66	1.00	1.00	550	393	1667
Y01	1.40	1.40	30.79	43.10	0.66	0.66	0.76	0.70	453	354	1667
Y02	1.40	1.40	30.79	43.10	0.66	0.66	0.76	0.70	453	354	1667

## **Anexo 5**

Neste anexo apresentam-se verificações de segurança complementares realizadas pelo “*AEDES-PC.M*”.

### **A5.1 Verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano segundo a Circular nº 21745**

Na verificação sísmica segundo a Circular nº 21745 de 30.7.1981 [29] é considerado que a alvenaria tem capacidade para resistir a tensões de tracção, como referido na secção 3.3.4.

A tensão resistente da alvenaria à tracção admite-se, normalmente, igual à tensão resistente de corte. Portanto a tensão resistente de cálculo à tracção da alvenaria é dada por:  $150.0 \text{ kPa} / 3.0 = 50.0 \text{ kPa}$ .

A excentricidade devida ao sismo resulta da relação entre o momento flector provocado pelas forças sísmicas e o esforço normal na secção a verificar.

As tensões máximas e mínimas, a que a parede está submetida, determinam-se considerando o comportamento elástico do material e aplicando o princípio da sobreposição dos efeitos.

As tensões resistentes de cálculo são os limites superiores dos valores das tensões a que a parede poderá estar submetida para se encontrar em segurança.

Tabela 112 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano obtidos no “AEDES-PC.M”

Diagrama de uma parede com uma janela e uma porta. A janela tem pontos X03, X04, Y01, Y02. A porta tem pontos X01, X02.

PAREDE Secção		N <sub>Sd</sub> (kN)	
		M <sub>Sd</sub> (kN.m)	
		I	II
X01	Inter.	67.30 1.37	48.07 1.37
X02	Inter.	67.30 1.37	48.07 1.37
X03	Inter.	70.80 1.37	50.57 1.37
X04	Inter.	74.09 1.37	50.57 1.37
Y01	Inter.	161.8 4 2.74	161.8 4 2.74
Y02	Inter.	161.8 4 2.74	161.8 4 2.74

PAREDE	e <sub>sism.</sub> (cm)		σ <sub>Sd, máx.</sub> (kPa)		σ <sub>Sd, mín.</sub> (kPa)		σ <sub>Rd, t</sub> (kPa)	σ <sub>Rd, c</sub> (kPa)
	I	II	I	II	II	I		
X01	2.04	2.85	200	162	69	30	-50	1667
X02	2.04	2.85	200	162	69	30	-50	1667
X03	1.94	2.71	207	167	76	35	-50	1667
X04	1.94	2.71	207	167	76	35	-50	1667
Y01	3.70	5.19	140	119	8	-13	-50	1667
Y02	3.70	5.19	140	119	8	-13	-50	1667

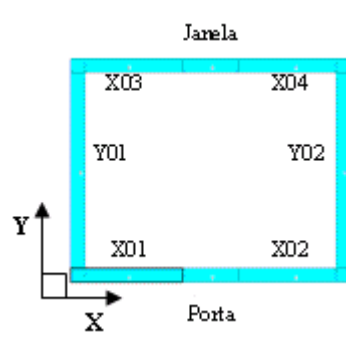
Para a parede X01 do nível 2 e para a combinação de acções I, as tensões máxima e mínima foram obtidas da seguinte forma:

$$\sigma_{sd} = -\frac{67.30}{(0.25 \times 2.00)} \pm \frac{1.37}{\left(\frac{0.25^3 \times 2.00}{12}\right)} \times \frac{0.25}{2} = \begin{cases} \sigma_{máx.} = -200.36 \text{ kPa} \cong -200 \text{ kPa} \\ \sigma_{mín.} = -68.84 \text{ kPa} \cong -69 \text{ kPa} \end{cases}$$

Na apresentação dos resultados apenas a tensão mínima, quando é de compressão apresenta sinal negativo, pois esta tensão poderá ser de tracção, enquanto que a tensão máxima é sempre de compressão.



Tabela 113 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções fora do plano obtidos no “AEDES-PC.M”



PAREDE	Secção	$N_{sd}$ (kN)	
		$M_{sd}$ (kN.m)	
		I	II
X01	Inter.	154.20	110.14
		1.37	1.37
X02	Inter.	154.20	110.14
		1.37	1.37
X03	Inter.	161.20	115.14
		1.37	1.37
X04	Inter.	161.20	115.14
		1.37	1.37
Y01	Inter.	187.37	133.84
		2.74	2.74
Y02	Inter.	187.37	133.84
		2.74	2.74

PAREDE	$e_{sism.}$ (cm)		$\sigma_{sd, \text{máx.}}$ (kPa)		$\sigma_{sd, \text{mín.}}$ (kPa)		$\sigma_t$ (kPa)	$\sigma_{Rd}$ (kPa)
	I	II	I	II	I	II		
X01	0.89	1.25	374	286	243	154	-50	1667
X02	0.89	1.25	374	286	243	154	-50	1667
X03	0.85	1.19	388	296	257	164	-50	1667
X04	0.85	1.19	388	296	257	164	-50	1667
Y01	1.46	2.05	253	200	122	68	-50	1667
Y02	1.46	2.05	253	200	122	68	-50	1667

#### A5.2 Verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo a Circular nº 21745

A verificação sísmica à flexão composta para acções horizontais paralelas ao plano da parede segundo a Circular nº 21745 de 30.7.1981 [29] é efectuada para as combinações de acções dos estados limites últimos definidas no D.M.'96, apresentadas nos pontos anteriores.

As paredes submetidas a forças sísmicas horizontais paralelas podem apresentar uma das seguintes condições sob o efeito do momento flector:

- A secção transversal da parede encontra-se totalmente à compressão, assim a máxima tensão de compressão a que a parede está submetida deverá ser inferior à máxima tensão resistente à compressão;

- Parte da secção transversal da parede está submetida a tensões de tracção e neste caso a máxima tensão resistente da alvenaria à tracção tem que ser verificada, assim como a máxima tensão resistente à compressão.

Tabela 114 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo a direcção X obtidos no “AEDES-PC.M”

Janela

X03

X04

Y01

Y02

X01

X02

Porta

PAREDE	Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)		M <sub>Sd</sub> (kN.m)	
				I	II
X01	Base	86.90	62.07	20.44	20.44
X02	Base	86.90	62.07	20.44	20.44
X03	Base	90.40	64.57	20.59	20.59
X04	Base.	90.40	64.57	20.59	20.59
Y01	Base	113.29	80.92	0.00	0.00
Y02	Base	113.29	80.92	0.00	0.00

PAREDE	e <sub>l</sub> (cm)		η (cm)		l <sub>c</sub> (cm)		σ <sub>Sd, máx.</sub> (kPa)		σ <sub>Sd, mín.</sub> (kPa)		σ <sub>Rd, c</sub> (kPa)	σ <sub>Rd, t</sub> (kPa)
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
X01	23.52	32.93	0.11	80.16	5200	200	296	247	-51	-1	1667	-50
X02	23.52	32.93	0.11	80.16	5200	200	296	247	-51	-1	1667	-50
X03	22.78	31.89	0.11	40.15	9200	200	304	253	-57	-6	1667	-50
X04	22.78	31.89	0.11	40.15	9200	200	304	253	-57	-6	1667	-50
Y01	0.00	0.00	0.00	0.00	400	400	113	81	-113	-81	1667	-50
Y02	0.00	0.00	0.00	0.00	400	400	113	81	-113	-81	1667	-50

O valor de  $\eta$  é dado pela relação entre a excentricidade longitudinal e o comprimento da parede ( $\eta = e_l / B$ ), determinando desta forma se existe alguma zona da secção transversal da parede à tracção por efeito do momento flector devido à acção sísmica. Exemplificando para a parede X01, combinação de acções I do Nível 2, segundo a direcção X, o valor de  $\eta$  vale:  $23.52 / 200 = 0.1176 \approx 0.118$ .

O valor de  $l_c$  representa o comprimento da secção transversal da parede que se encontra à compressão por acção da força sísmica. Pelas tabelas de resultados

apresentados, pode verificar-se que todas as paredes, em qualquer das combinações de acções, resistem à força sísmica.

A tensão máxima e mínima a que a parede está submetida determinam-se aplicando o princípio da sobreposição dos efeitos, válido apenas para um comportamento elástico do material. Para a mesma parede e condições anteriormente consideradas, as tensões valem:

$$\sigma_{sd} = -\frac{86.90}{(0.25 \times 2.00)} \pm \frac{20.44}{\left(\frac{0.25 \times 2.00^3}{12}\right)} \times \frac{2.00}{2} = \begin{cases} \sigma_{máx.} = -296.44 \text{ kPa} \cong -296 \text{ kPa} \\ \sigma_{mín.} = -51.16 \text{ kPa} \cong -51 \text{ kPa} \end{cases}$$

onde a tensão máxima é de compressão e a tensão mínima também é de compressão, ou seja, a parede não está submetida a tracções.

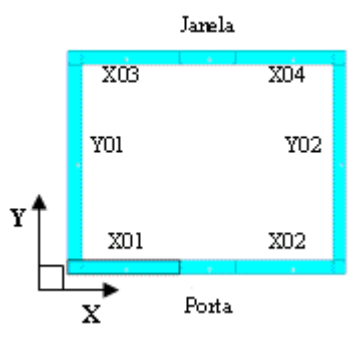
Tabela 115 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo X obtidos no “AEDES-PC.M”

PAREDE	Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)		M <sub>Sd</sub> (kN.m)	
				I	II
X01	Base	173.80	124.14	34.75	34.75
X02	Base	173.80	124.14	34.75	34.75
X03	Base	180.80	129.14	35.00	35.00
X04	Base.	180.80	129.14	35.00	35.00
Y01	Base	226.57	161.84	0.00	0.00
Y02	Base	226.57	161.84	0.00	0.00

PAREDE	e <sub>i</sub> (cm)		η (cm)		l <sub>c</sub> (cm)		σ <sub>Sd, máx.</sub> (kPa)		σ <sub>Sd, mín.</sub> (kPa)		σ <sub>Rd, c</sub> (kPa)	σ <sub>Rd, t</sub> (kPa)
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
X01	19.99	27.99	0.10	0.14	200	200	556	457	-139	-40	1667	-50
X02	19.99	27.99	0.10	0.14	200	200	556	457	-139	-40	1667	-50
X03	19.36	27.10	0.09	0.13	200	200	572	468	-152	-48	1667	-50
X04	19.36	27.10	0.09	0.13	200	200	572	468	-152	-48	1667	-50
Y01	0.00	0.00	0.00	0.00	400	400	227	162	-227	-162	1667	-50
Y02	0.00	0.00	0.00	0.00	400	400	227	162	-227	-162	1667	-50

Tabela 116 – “Edifício A”, Nível 2: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo a direcção Y obtidos no “AEDES-PC.M”

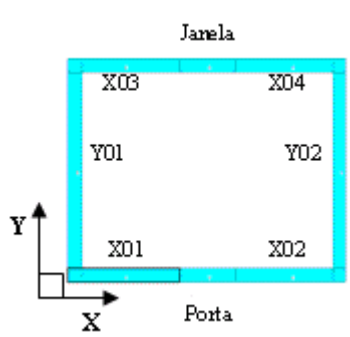


PAREDE	Secção	$N_{Sd}$ (kN)	
		$M_{Sd}$ (kN.m)	
		I	II
X01	Base	86.90	62.07
		0.00	0.00
X02	Base	86.90	62.07
		0.00	0.00
X03	Base	90.40	64.57
		0.00	0.00
X04	Base.	90.40	64.57
		0.00	0.00
Y01	Base	113.29	80.92
		41.04	41.04
Y02	Base	113.29	80.92
		41.04	41.04

PAREDE	$e_l$ (cm)		$\eta$ (cm)		$l_c$ (cm)		$\sigma_{Sd, \text{máx.}}$ (kPa)		$\sigma_{Sd, \text{mín.}}$ (kPa)		$\sigma_{Rd, c}$ (kPa)	$\sigma_{Rd, t}$ (kPa)
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
X01	0.00	0.00	0.00	0.00	200	200	174	124	-174	-124	1667	-50
X02	0.00	0.00	0.00	0.00	200	200	174	124	-174	-124	1667	-50
X03	0.00	0.00	0.00	0.00	200	200	181	129	-181	-129	1667	-50
X04	0.00	0.00	0.00	0.00	200	200	181	129	-181	-129	1667	-50
Y01	36.22	50.71	0.09	0.127	400	400	175	142	-52	-19	1667	-50
Y02	36.22	50.71	0.09	0.127	400	400	175	142	-52	-19	1667	-50

Tabela 117 – “Edifício A”, Nível 1: Resultados da verificação sísmica à flexão composta para acções no plano segundo X obtidos no “AEDES-PC.M”



PAREDE	Secção	N <sub>Sd</sub> (kN)	
		M <sub>Sd</sub> (kN.m)	
		I	II
X01	Base	173.80 0.00	124.14 0.00
X02	Base	173.80 0.00	124.14 0.00
X03	Base	180.80 0.00	129.14 0.00
X04	Base.	180.80 0.00	129.14 0.00
Y01	Base	226.57 69.75	161.84 69.75
Y02	Base	226.57 69.75	161.84 69.75

PAREDE	e <sub>i</sub> (cm)		η (cm)		l <sub>c</sub> (cm)		σ <sub>Sd, máx.</sub> (kPa)		σ <sub>Sd, mín.</sub> (kPa)		σ <sub>Rd, c</sub> (kPa)	σ <sub>Rd, t</sub> (kPa)
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
X01	0.00	0.00	0.000	0.000	200	200	348	248	-348	-248	1667	-50
X02	0.00	0.00	0.000	0.000	200	200	348	248	-348	-248	1667	-50
X03	0.00	0.00	0.000	0.000	200	200	362	258	-362	-258	1667	-50
X04	0.00	0.00	0.000	0.000	200	200	362	258	-362	-258	1667	-50
Y01	30.79	43.10	0.077	0.108	400	400	331	266	-122	-57	1667	-50
Y02	30.79	43.10	0.077	0.108	400	400	331	266	-122	-57	1667	-50

## Anexo 6

Neste anexo apresentam-se os restantes gráficos obtidos no “*AEDES-PC.M*” na verificação ao corte pelo Método de *Por*.

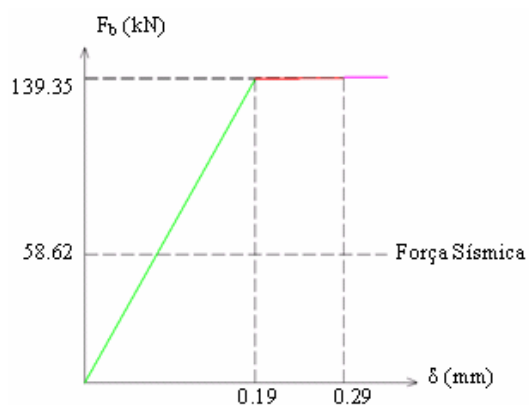


Gráfico 15 – Nível 2, comb. II: Curva força vs deslocamento na direcção X obtida no “*AEDES-PC.M*”

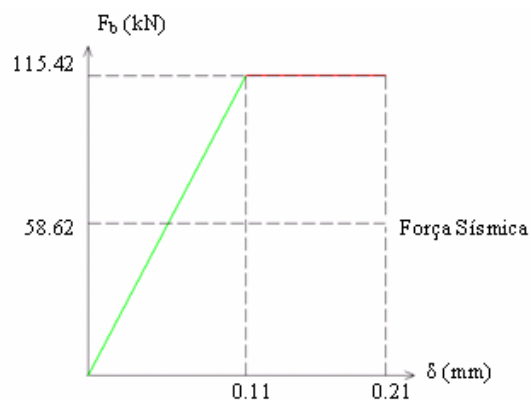


Gráfico 16 – Nível 2, comb. II: Curva força vs deslocamento na direcção Y obtida no “*AEDES-PC.M*”

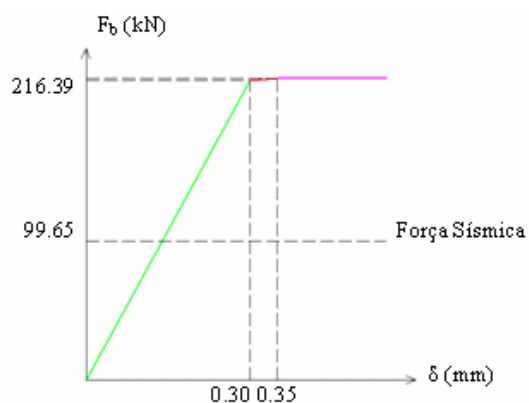


Gráfico 17 – Nível 1, comb. I: Curva força vs deslocamento na direcção X obtida no “*AEDES-PC.M*”

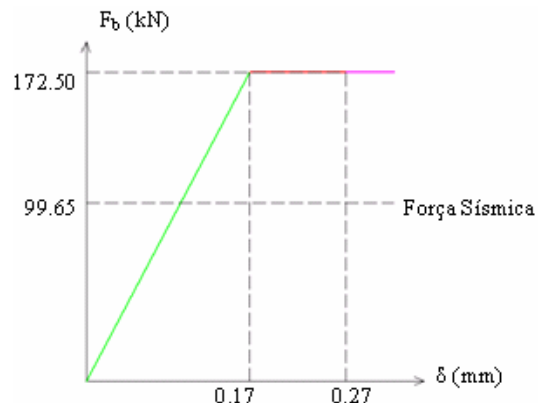


Gráfico 18 – Nível 1, comb. I: Curva força vs deslocamento na direcção Y obtida no “*AEDES-PC.M*”

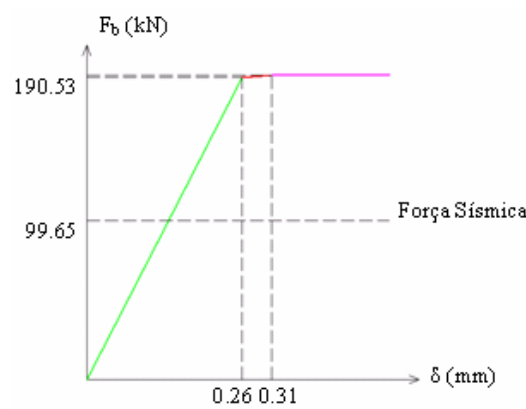


Gráfico 19 – Nível 1, comb. II: Curva força vs deslocamento na direção X obtida no “AEDES-PC.M”

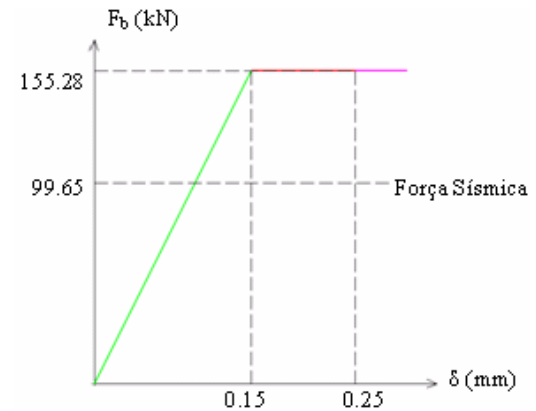


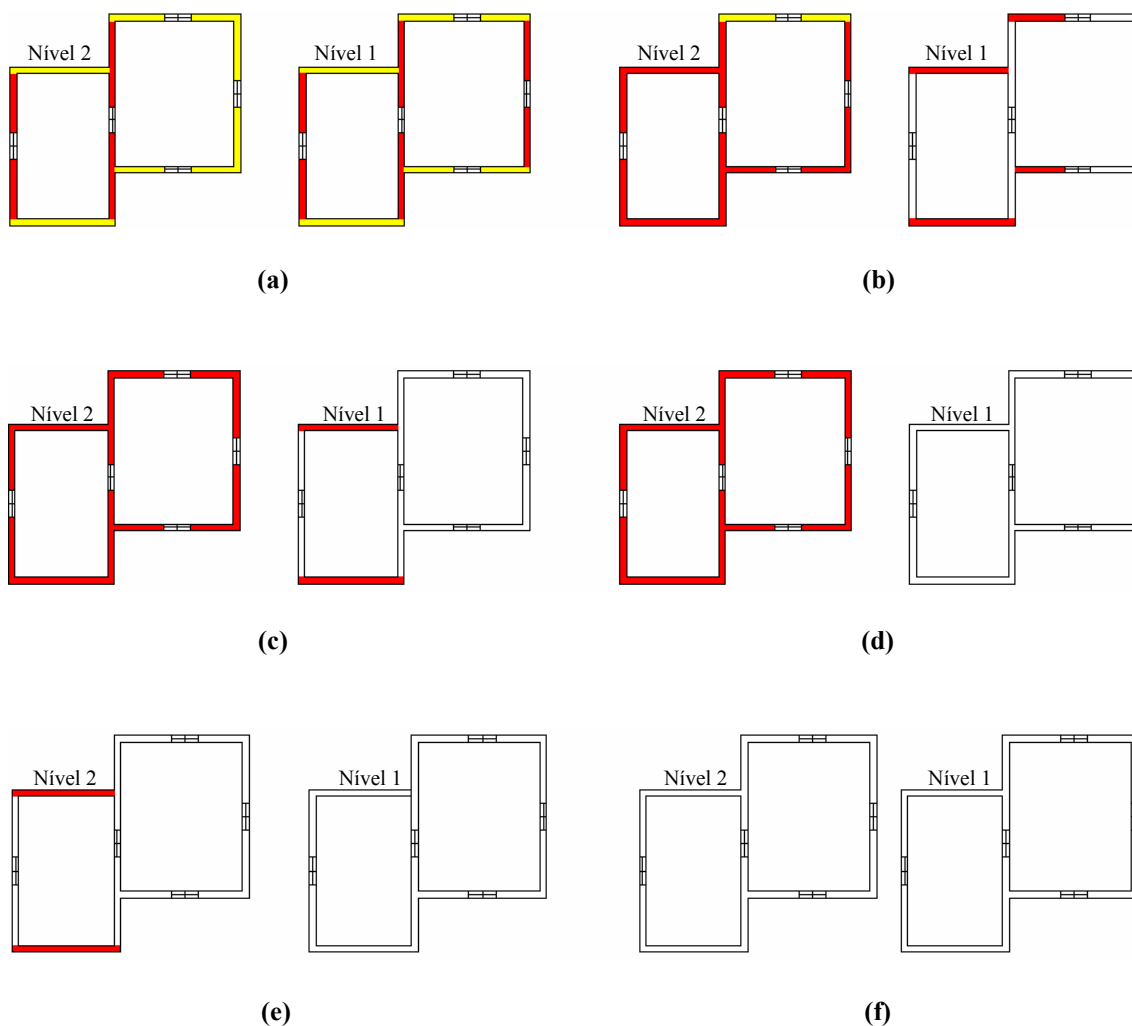
Gráfico 20 – Nível 1, comb. II: Curva força vs deslocamento na direção Y obtida no “AEDES-PC.M”

## Anexo 7

Para as verificações efectuadas de acordo com a Circular nº 21745 [29], na Figura 92 ilustram-se os resultados obtidos para a verificação à flexão composta para uma acção sísmica variável.

A verificação de segurança à flexão composta para acções fora do plano não é satisfeita em todas as paredes que constituem o edifício em estudo para uma força de corte basal igual a 616 kN ( $a_g = 3.767 \text{ m/s}^2$ ), ver Figura 92(a). A verificação de segurança à flexão composta para acções no plano passa a não ser cumprida quando o valor da força sísmica vale 483 kN ( $a_g = 2.951 \text{ m/s}^2$ ), ver Figura 92(b), para duas paredes resistentes no Nível 2 e na direcção X. Para uma força de corte basal compreendida entre os 380 e 473 kN ( $a_g = 2.323 - 2.896 \text{ m/s}^2$ ) as primeiras paredes do Nível 1 não satisfazem a verificação de segurança à flexão composta para acções fora do plano, ver Figura 92(c). No Nível 2 todas as paredes não cumprem o requisito de segurança para acções que actuam para fora do plano da parede quando a força de corte basal se encontra no intervalo de 328 a 370 kN ( $a_g = 2.009 - 2.260 \text{ m/s}^2$ ), ver Figura 92(d). Neste nível as primeiras a apresentarem problemas de segurança estrutural, não cumprindo a verificação de segurança à flexão composta para acções fora do plano, ocorre para uma força de corte basal compreendida entre os 216 – 257 kN ( $a_g = 1.318 - 1.570 \text{ m/s}^2$ ), ver Figura 92(e). O edifício apresenta, segundo a Circular nº 21745, segurança estrutural em todas as paredes quando a força sísmica total a actuar é inferior a 205 kN ( $a_g = 1.256 \text{ m/s}^2$ ), ver Figura 92(f).





LEGENDA:

- Não verifica a segurança à flexão composta para acções ortogonais
- Não verifica a segurança à flexão composta para acções ortogonais e no plano

**Figura 92 – “Edifício B”, “AEDES-PC.M”, verificação de segurança à flexão composta, segundo Circular nº21745, para a acção sísmica variável: (a)  $S_d(T) = 0.480 \rightarrow F_b = 616 \text{ kN}$ ; (b)  $S_d(T) = 0.376 \rightarrow F_b = 483 \text{ kN}$ ; (c)  $S_d(T) = 0.296 - 0.368 \rightarrow F_b = 380 - 473 \text{ kN}$ ; (d)  $S_d(T) = 0.256 - 0.288 \rightarrow F_b = 328 - 370 \text{ kN}$ ; (e)  $S_d(T) = 0.168 - 0.200 \rightarrow F_b = 216 - 257 \text{ kN}$  e (f)  $S_d(T) = 0.160 \rightarrow F_b \leq 205 \text{ kN}$**

Tabela 118 – “Edifício B”, “AEDES-PC.M”: Acelerações sísmicas consideradas na verificação de segurança à flexão composta, segundo a Circular nº 21745

$S_d$ (T)	$a_g$ (m/s <sup>2</sup> )
0.480	3.767
0.376	2.951
0.368	2.896
0.296	2.323
0.288	2.260
0.256	2.009
0.200	1.318
0.168	1.569
0.160	1.256